

目次

论 文

真空排水预压的固结特性分析.....梁志荣,曹名葆,叶柏荣(1)

复合地基中纵向增强体的合理设置..... 阎明礼,刘国安(7)

软土地基水泥类化学灌浆机理及其数学力学表述.....程鉴基,林天健(14)

双层地基应力扩散的特性研究..... 唐建中(25)

振动沉管挤密碎石桩处理可液化土的试验研究——某楼粉土地基的处理.....  
..... 熊兴邦,祁希兴,邹秀兰(32)

土动力学研究进展.....陈生水(40)

陀螺型地基基础.....宋应文(51)

关于桩基动力检测.....陈凡(55)

# 真空排水预压的固结特性分析

梁志荣 曾名葆 叶柏荣

(上海市民用建筑设计院) (同济大学) (三航局科研所)

**[摘要]** 本文配合工程实际,采用把变形和孔压耦合一起分析的比奥(M. A. Biot)固结理论和邓肯-张(Duncan-Chang)非线性的土体本构模型,详细计算和比较了堆载预压和真空预压过程中地基土的位移、应力、变形模量及孔隙水压力的分布和随时间的变化过程,从而分析了两者的加固特性和加固效果,也很好解释了真空排水预压的加固机理。

## 前言

真空排水预压法于1952年提出后,它已广泛用于软土地基的加固处理并取得了十分可观的经济效益。目前,国内的膜下真空度可稳定达到600mmHg柱高(国外约500mmHg柱高左右)而处于国际领先水平。

对真空预压法的加固机理,已有不少研究成果<sup>[1,2]</sup>,本文采用把变形与孔压耦合一起分析的比奥(M. A. Biot)固结理论,并引用邓肯-张(Duncan-Chang)非线性的土体本构模型,编制相应的有限元计算分析程序,分析了软基上堆载预压和真空预压的加固效果,也很好解释了真空预压的加固机理。

## 真空预压法机理

根据比奥固结理论,土骨架变形过程与孔隙水排出过程是同时发生的,只有孔隙水被排出,饱和土体才能被压密固结。然而,土体中的孔隙水必须在一定的孔隙水压力差条件下才有可能发生渗流而被排出。真空预压、堆载预压等法都是在土体中形成了孔隙水压力差。在孔隙水排出即发生渗流的同时,增加土粒间的有效应力和引起土体压实。但是,前者是在土体边界上和内部施加一真空吸力和降低土体中的孔隙水压力,使土体向内挤密以实现增大有效应力的目的,因此,真空压力的施加不会导致土体的剪切破坏;而后者,是在土体边界上施加外界压力,通过土体中产生的超静孔隙水压力引起压力差,促使土体内部水排出和土体向外挤出。

因而,真空预压和加载预压的基本方程式与解题方法是完全一样的,只是边界条件有所不同。在堆载预压问题中,只有边界荷载或边界位移发生变化,水流边界条件不变;而在真空预压问题中,则只有水流边界条件发生变化。

## 计算公式及计算条件

将比奥固结方程离散化,即平面上用有限元离散化和时间上用差分分段,得;

$$\begin{pmatrix} K & -L \\ -L^T & -\frac{\Delta t}{2}H \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\delta \\ \Delta P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta F \\ \Delta\bar{F}(t) \end{Bmatrix}$$

式中 $\Delta\delta$ 和 $\Delta p$ 为 $\Delta t$ 时段内的位移和孔隙水压力增量,  $\Delta F$ 和 $\Delta\bar{F}(t)$ 为荷载和水流量增量,  $K$ ,  $-L$ ,  $-L^T$ ,  $H$ 为系数矩阵, 与单元形状、土骨架变形性质及渗透系数有关。

据此, 本文编制并校核了相应的计算机程序<sup>[3]</sup>。

为分析真空排水预压的加固特性, 本文配合镇海电厂30万 $m^2$ 饱和吹填粉煤灰( $D_r = 0.35$ )地基场地的加固利用, 用一个例子进行定量分析<sup>[3]</sup>。

室内测得的邓肯-张非线性性质计算参数为: 浮容重 $r' = 4.5\text{kN}/m^3$ ,  $c = 8\text{kPa}$ ,  $\varphi = 33.8^\circ$ ,  $k = k_{ur} = 109.8$ ,  $n = 0.63$ ,  $R_f = 0.84$ ,  $\mu = 0.35$ ,  $k_x = k_y = 1 \times 10^{-6}\text{m}/\text{s}$ 。

算例断面与单元划分如图1所示。设加固区(真空区或堆载区)宽40m, 深20m, 整个场地宽度取100m。鉴于对称条件, 取场地一半计算。计算断面划分为35个8节点等参元和130个节点。地基表面薄层砂垫层作为排水面。

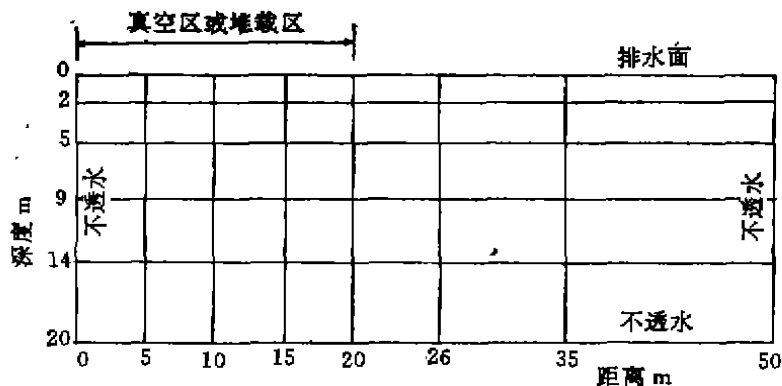


图1 计算断面与单元划分

边界条件规定如下: 地基场地左右两侧和底部为不透水边界, 顶面为透水边界。对真空预压法, 取薄膜覆盖区内的顶面孔压为 $-79\text{kPa}$  (相当于600mmHg柱高), 而薄膜以外的顶面处孔压等于零; 对堆载预压法, 顶面边界孔压为零, 在堆载区的预压荷载亦取 $79\text{kPa}$ , 这大体相当于4.4m高的堆土重( $\gamma = 18\text{kN}/m^3$ )。为避免堆载预压时土体剪切破坏, 分8级均匀施加堆载压力。

## 计算结果

加固区地表中心点的沉降过程和加固区边缘(即距中心的水平距离为20m)9m深度处的侧向位移随时间的变化过程分别如图2, 3。从两图可见, 土体的固结变形完成很快, 在20天以内已基本达到稳定, 中心点沉降量在堆载预压和真空预压两种方法中分别为107.3cm和15.9cm, 前者为后者的6.7倍。另外, 加固区边缘9m深处的侧向位移方向截然不同, 后

者是向内挤进,并随时间而逐渐增大,最终达6.7cm;而在前者情况中,却是向外挤出,且在刚施加完荷载后,侧向挤出位移为最大,达20.7cm,以后随固结过程回缩到16.9cm。

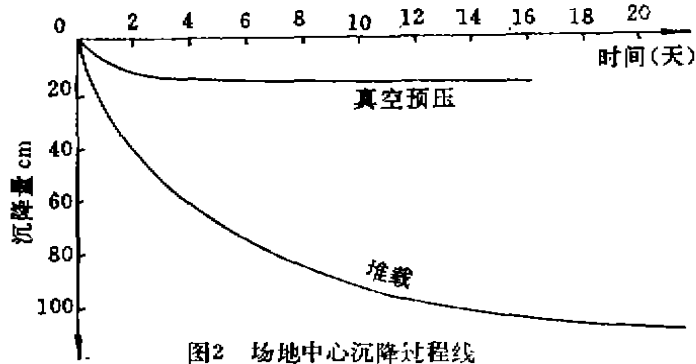


图2 场地中心沉降过程线

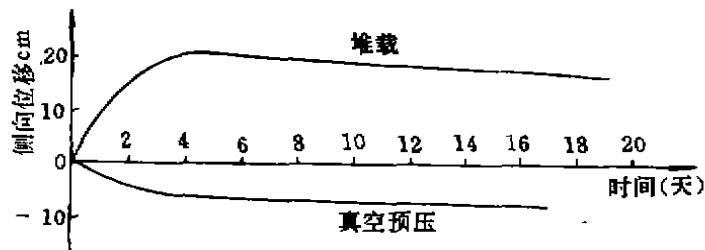


图3 加固区边缘9m深处水平位移过程线

图4表示计算得出的地面沉降分布,而图5则表示中心线上沉降沿深度的分布。由图可见,无论地表还是地面以下各处,堆载预压加固后的沉降量均大于真空预压的。真空预压在加固区引起的地面平均沉降为15.6cm,且沉降比较均匀,即使在离中心轴线最远的50m处,沉降也达8.8cm。在堆载预压情况下,加固区地面平均沉降量为76.7cm。但在加固区域外却出现土体向上隆起,最大隆起量为7.7cm。为了便于比较,图中还同时给出一维计算的结果,即在整体50m宽范围场地上都施加真空吸力或堆加荷重情况下的地面沉降。与预计结果相仿,在一维情况下,两种加固方法计算到的沉降量十分接近,均为31cm左右。由此可知,堆载预压在加固区内之所以产生较大的沉降,不光是由竖向压缩变形引起,而且还与其他因素有关,从下面结果可看到,主要同加固区内土体的水平向挤出因素有关。

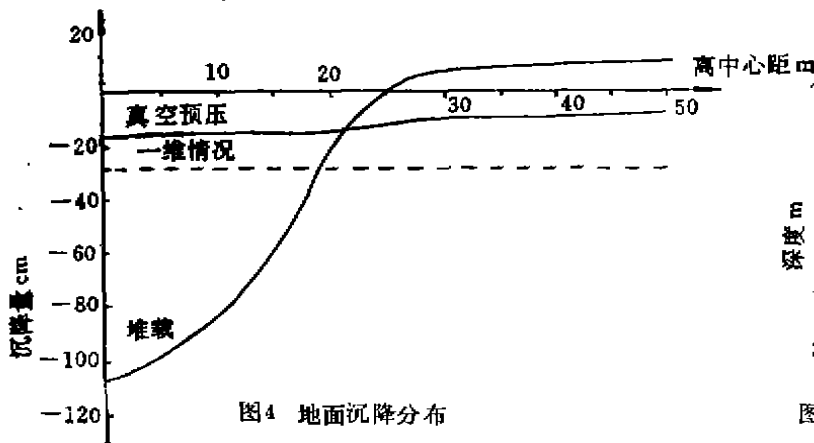


图4 地面沉降分布

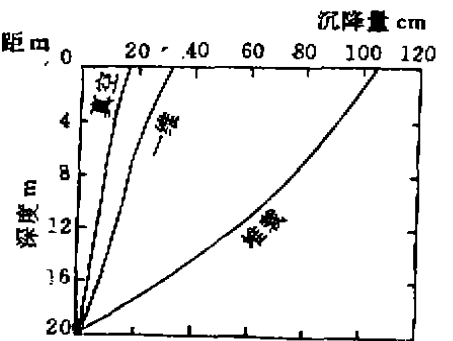


图5 中心线上沉降沿深度分布

图6和图7分别给出了离加固区中心线20m和10m处侧向水平位移沿深度的分布。从两图可见，真空预压情况下，土体侧向各点都是由外向内水平移动，其最大值发生在地面，并沿深度逐渐减小，在加固区边缘地面点处，向内挤进的水平位移为9.7cm(图6)；可是在堆载预压情况下，土体侧向位移都是向外挤去，且沿深度逐渐增大，在加固区边缘的底部处，向外挤出的位移量达18.4cm(图7)。

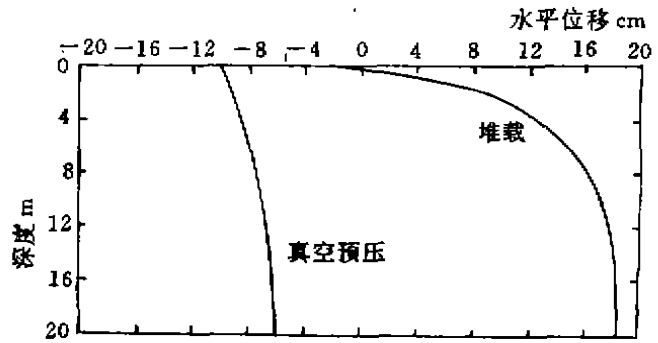


图6 加固区边缘水平位移沿深度分布

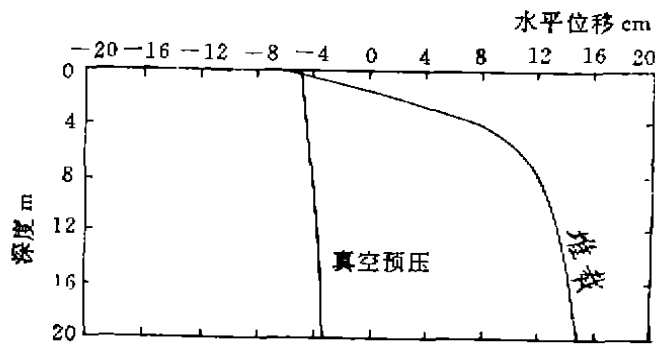


图7 离加固区中心线10m水平位移沿深度分布

图8，图9分别表示了中心线上竖向垂直应力 $\sigma_z$ 和侧向应力 $\sigma_x$ 的分布。从中可见，在加固区中心线上，真空预压下的 $\sigma_z$ 和 $\sigma_x$ 都大于堆载预压情况，且这种差异在 $\sigma_x$ 上表现尤为显著。在加固区边缘处 $\sigma_z$ 和 $\sigma_x$ 沿深度分布如图10，11所示，在浅层，真空预压的 $\sigma_z$ 、 $\sigma_x$ 大于堆载预压情况，而在深层则相反。所有这些都与堆载预压下加固区土体向外挤出和真空预压下土体向内挤密的受力特点有关。

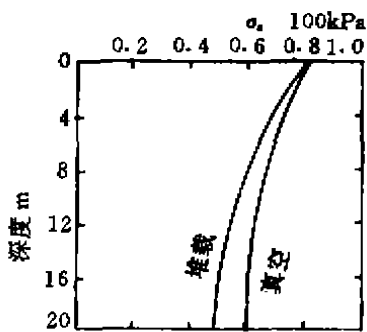


图8 中心线上 $\sigma_z$ 分布

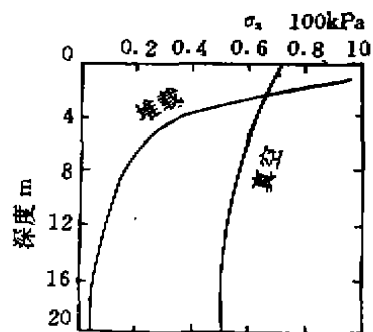


图9 中心线上 $\sigma_x$ 分布

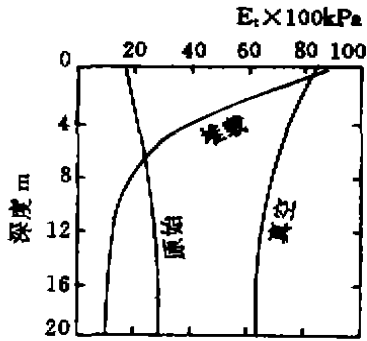


图10 中心线上切线模量分布

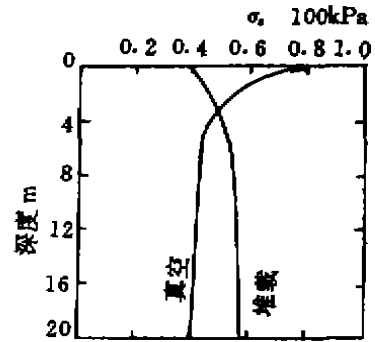


图11 加固区边缘sigma\_x分布

该当指出，堆载预压下加固区中心线下深部处土体的应力水平 $S[(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)_f]$ 相当大，也就是按邓肯-张非线性应力应变关系模型所算得的土体切线模量很小，甚至低于加荷前的原始土体切线模量；而在真空预压下，则使加固区土体模量都有相当大的增加，并较为均匀。见图12。

另外，在真空预压下，加固区外地表附近产生水平拉应力区，由于土体抗拉强度甚低，导致拉裂破坏，故在地表层会出现裂缝。

在堆载预压下，土体内出现超静孔隙水压力，并随时间消散（图13）；而在真空预压下，土体内出现的是负的孔隙水压力，且其真空度随时间而增大（图14）。

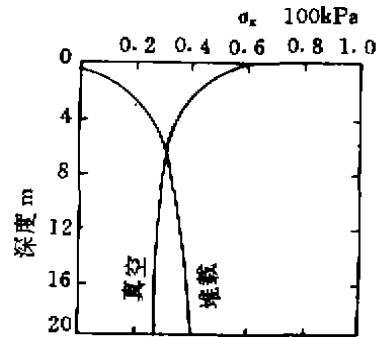


图12 加固区边缘sigma\_x分布

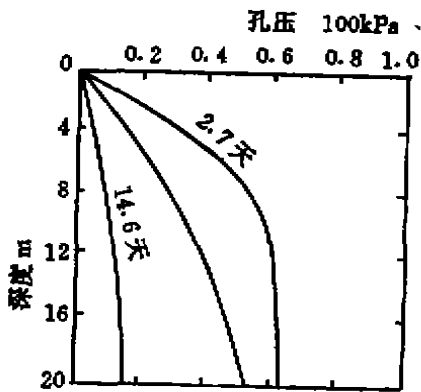


图13 中心线上孔压分布

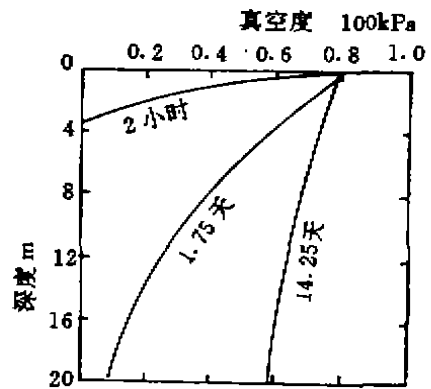


图14 中心线上真空度分布

## 结论

真空排水预压法的加固机理主要是在边界或土体内形成负的孔隙水压力,从而使土体内产生孔隙水压力差而引起渗流,促使孔隙水排出。用将孔隙水压力和变形耦合在一起考虑的比奥固结理论可以对真空预压的加固效果作出正确的分析。

真空预压和堆载预压下的理论计算结果表明,真空预压并不等效于荷载大小等于薄膜内外压差的堆载预压法。两者在加固机理上是不一样的,因而在位移、应力、孔隙水压力等方面有相当大的差别,甚至出现截然相反的结果。对真空预压法,真空区内土体主要表现为收缩变形,在真空区以外则以垂直向收缩而水平向伸长的剪切变形为主;而在堆载预压法中,加固区内土体发生竖向压缩和侧向挤出,加固区外土体则发生垂直向隆起和水平向压缩。在加固区中心线处,特别是在底部,堆载预压下土体的应力水平较大,使得土体变形模量远小于真空预压情况,甚至会低于堆载前原始的变形模量和引起剪切破坏。因而对加固区来说,真空预压的效果优于堆载预压法。而对整个场地表面土体施加荷载或真空吸力的一维情况,两者的效果一样。

无论堆载预压或真空预压,在一维情况和二维情况之间有较大差别,在地基处理和加固设计中,应加以考虑。

## 参 考 文 献

1. 沈珠江,陆舜英,软土地基真空排水预压的固结变形分析,岩土工程学报,第3期,1986年。
2. 陈环,天津软土地基:真空预压的机理分析,天津科学技术出版社,1987年。
3. 梁志荣,水力冲填(吹填)粉煤灰的性质及加固方法的研究(硕士论文),同济大学,1991年2月。

# 复合地基中纵向增强体的合理设置

阎明礼 刘国安

(中国建筑科学研究院地基基础研究所)

## 前言

复合地基是在天然地基中设置增强体,由加固后的地基土和增强体两部分组成。

增强体有纵向、横向之分,对纵向增强体人们通常称之为桩(本文限定为纵向增强体)。基础和复合地基之间一般要设置一定厚度的褥垫层。垫层的作用在于对桩土模量比值较大的复合地基减少基础底面的应力集中,并通过垫层的调整,保证桩土共同承担上部结构传来的荷载。

目前复合地基中桩体材料种类繁多,据不完全统计国内常用桩型大致有:

1. 碎石桩
2. 砂桩
3. 土桩
4. 石灰桩(生石灰粉煤灰桩)
5. 灰土桩
6. 碴土桩
7. 水泥土桩
8. CFG桩

成桩设备及施工工艺也不下十余种,就其对桩间土的影响而言可分为三大类。

其一是对桩间土不产生较大的扰动,土的结构性没有受到破坏,桩间土不发生强度的增长或降低。比如洛阳铲或螺旋钻孔夯实水泥土桩和灰土桩等。

其二是对桩间土产生较显著的扰动或挤密,土的结构性受到破坏,桩间土会发生强度的提高或降低。比如用振动沉管打桩机、干法振冲器施工的挤密碎石桩、砂石桩和强夯置换碎石桩等。

其三是成孔时对桩间土不产生较大的扰动和挤密,制桩后由于桩体本身的膨胀作用,对桩间土产生挤密。如洛阳铲成孔夯实石灰桩。

## 复合地基承载力分析

复合地基承载力可用下式表示:

$$R_{sp} = R_0 + \Delta R \quad (1a)$$

$$R_{sp} = R'_0 + \Delta R \quad (1b)$$

$$\Delta R = \Delta R_1 + \Delta R_2 + \Delta R_7 \quad (2)$$

式中:  $R_{sp}$ ——复合地基承载力。

$R_0$ ——天然地基承载力。

$R'_0$ ——结构强度丧失后天然地基承载力。

$\Delta R$ ——承载力提高值。

$\Delta R_1$ ——成桩对桩间土挤密引起承载力的提高。



$\Delta R_2$ ——桩的置换作用引起承载力的提高。

$\Delta R_T$ ——时间效应引起承载力的提高。

由(1)(2)式可知,复合地基承载力的提高主要取决于 $\Delta R$ ,而 $\Delta R$ 又有三部分组成。即桩间土的挤密 $\Delta R_1$ ,桩的置换作用 $\Delta R_2$ 和时间效应 $\Delta R_T$ , $\Delta R_T$ 包括桩间土的恢复和桩、土相互作用的增强。

影响 $\Delta R$ 的因素很多,除了设计参数之外,土的性质,施工机具和桩体材料与 $\Delta R$ 的三个分量有密切关系。

#### 1. 对桩间土不产生扰动和挤密的成桩工艺。

当采用的成桩设备对桩间土不产生扰动和挤密时, $\Delta R_1=0$ , $\Delta R_T=0$ , $\Delta R$ 主要取决于 $\Delta R_2$ 。若其它条件相同,桩体材料对 $\Delta R_2$ 影响很大。比如桩体材料:*a.* 碎石,*b.* 灰土,*c.* 水泥土,*d.* 水泥粉煤灰碎石。由这些材料制成的碎石桩、灰土桩、夯实水泥土桩、CFG桩,其桩体模量、桩的摩阻力和端承作用从*a*到*d*逐次增大, $\Delta R_2$ 、 $\Delta R$ 、 $R_p$ 也由*a*到*d*逐次增大。

#### 2. 对桩间土产生扰动和挤密的成桩工艺

目前国内振动成桩工艺用的比较多,振动对桩间土的影响要视土的性质而定。比如对松散填土、粉土、砂土,振动使土体挤密,孔隙比减小, $\Delta R_1>0$ ;而对塑性指数较大的饱和粘土,振动一般不能使桩间土挤密, $\Delta R_1=0$ 。

对灵敏度较高的结构性土,振动将导致土体结构性破坏,从而使天然地基承载力降低,即从 $R_0$ 变到 $R'_0$ ( $R'_0<R_0$ )。制桩完毕后,随着时间的增长,桩间土强度开始恢复,并 $\Delta R_T>0$ 。

同样,当其它条件相同时,不同桩体材料制成的碎石桩、灰土桩、夯实水泥桩、CFG桩,其 $\Delta R_2$ 、 $\Delta R$ 、 $R_p$ 亦依次增大。

## 不同桩体材料复合地基性状

为考查桩体材料对复合地基变形特性的影响,选取三种典型桩型作为研究对象,分别是1. 碎石桩,2. 石灰桩,3. CFG桩。

碎石桩由散体材料组成,主要靠桩周土侧向约束使桩传递垂直荷载,桩体模量较低,属柔性桩;石灰桩一般由生石灰和一些掺加料组成,桩体本身具有较低的粘结强度,桩体模量比碎石桩高,但仍属柔性桩;CFG桩桩体由碎石、石屑、粉煤灰和水泥加水拌和形成非柔性非刚性的一种亚类桩,通过调整水泥掺量和其它材料的配比,桩体模量变化幅度较大,当水泥掺量少时接近柔性桩,当水泥掺量高时具有刚性桩性状,桩的强度和模量的可调性是CFG桩的一个突出特点。

#### 1. 桩体应力-应变特性

取碎石桩、石灰桩、CFG桩试样在三轴仪上做三轴压缩试验,发现围压对碎石桩试样的破坏主应力有着显著的影响,当围压 $\sigma_3=0$ 时,桩体为松散状态,试样强度为0;围压大于0时,围压越大破坏时的主应力差越大。如图1所示。这和工程中得到的结论相一致,土对桩的侧向约束越大,桩传递垂直荷载的能力越强。

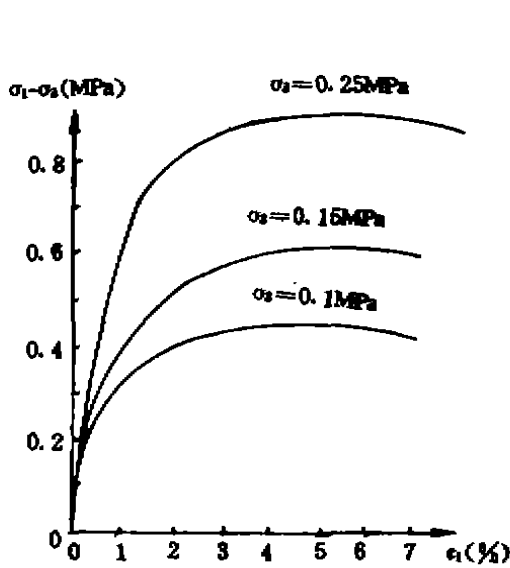


图1 碎石桩应力—应变曲线

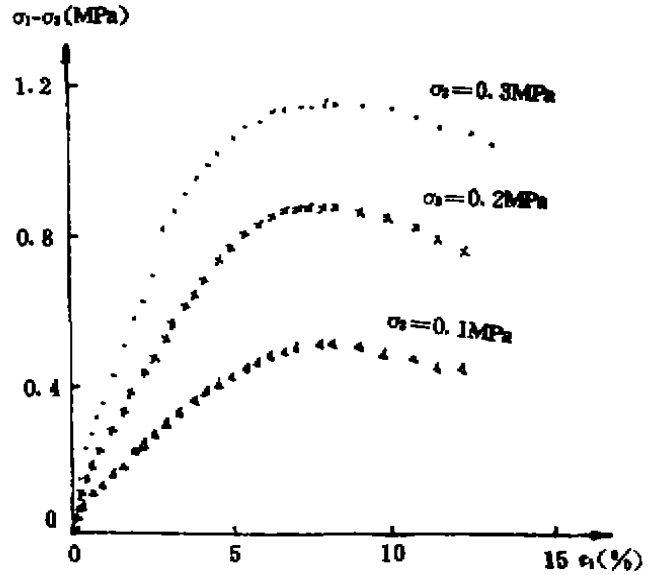


图2 石灰桩应力—应变曲线

石灰桩本身具有一定的粘结强度， $\sigma_3 = 0$  时，无侧限抗压强度在 0.21~1.38MPa 之间变化，其它条件相同时，围压越高，破坏主应力差越大。图 2 是围压分别为 0.1MPa、0.2MPa、0.3MPa 时的试验结果，可以看到围压对石灰桩的强度和模量也具有较大的影响。

CFG 桩桩身强度较高，不同围压下应力—应变曲线基本重合，并为一直线。如图 3 所示。说明围压对桩体强度和模量的影响不大。

2. 桩、土荷载分担

在复合地基设计中常用到桩、土应力比

$$n = \sigma_p / \sigma_s \quad (3)$$

式中： $\sigma_p$ ——桩顶应力；

$\sigma_s$ ——桩间土应力；

当布桩确定后、置换率  $a_s$  为一定值，便可计算出桩承担的荷载占总荷载的百分比  $\delta_p$ 。

$$\delta_p = \frac{P_p}{P_{总}} = \frac{na_s}{a_s(n-1) + 1} \quad (4)$$

式中： $P_p$ ——桩受的总荷载；

$P_{总}$ ——荷载板受的总荷载；

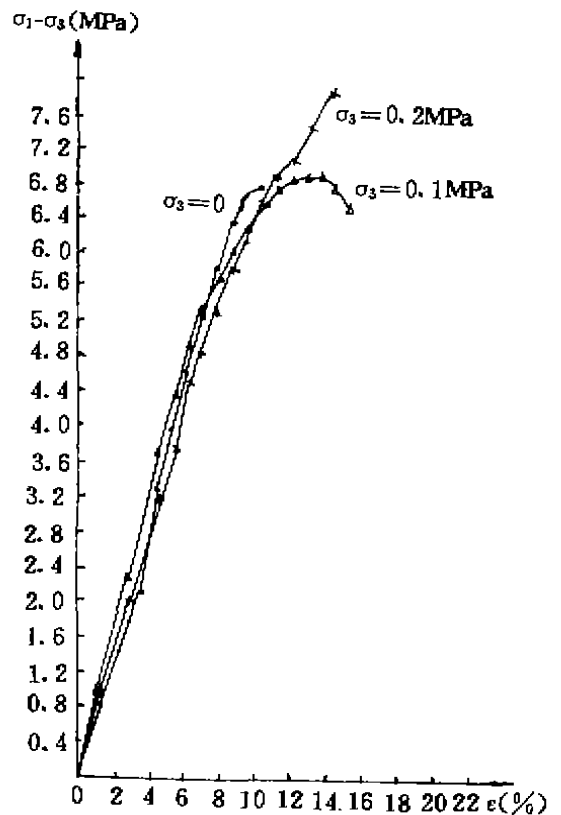


图3 CFG桩应力—应变曲线

大量工程实测及分析表明,相同置换率(例如 $\alpha_s = 10\%$ ),对三种桩型桩荷载分担比如下:

$\delta_p = 15 \sim 30\%$	碎石桩
$\delta_p = 20 \sim 38\%$	石灰桩
$\delta_p = 40 \sim 75\%$	CFG桩

实际工程中,石灰桩选用的置换率高于10%,桩的荷载分担比 $\delta_p$ 在35~60%之间变化。

碎石桩复合地基,在常用置换率下承载力的提高主要取决于桩间土的改良,为了获得更高的承载力,有时需增大置换率。

石灰桩复合地基承载力的提高,既依赖于桩的置换作用,又取决于桩间土挤密引起承载力的增加。

CFG桩复合地基桩的置换作用是明显的,在可挤密性土中成桩后,土的承载力的改善以及土对桩的摩阻作用的增强对复合地基承载力的提高也是不可忽视的。

### 3. 桩长对复合地基承载力和变形的影响

当基础尺寸和置换率确定后,复合地基承载力能否随桩长增加而提高,主要取决于桩体材料。

对碎石桩复合地基,当桩长不小于1.5~2.5倍基础宽度时,增加桩长对复合地基承载力的提高作用不大。参看图4、图5。

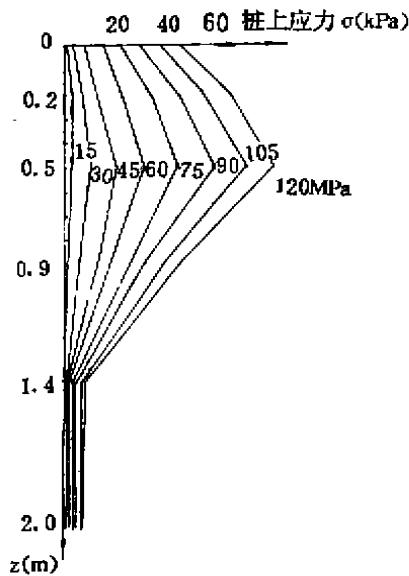


图4 碎石桩应力传递曲线  
(荷载板尺寸 $0.525\text{m} \times 0.525\text{m}$ )

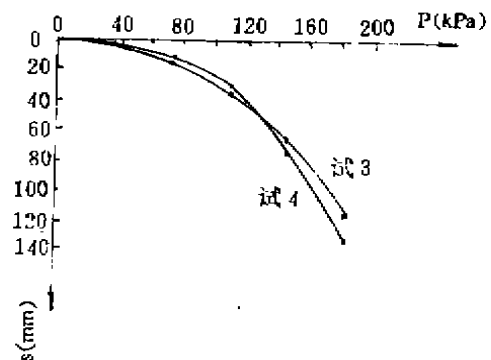


图5 碎石桩不同桩长P—S曲线  
荷载板 $3\text{m} \times 3\text{m}$   
试3: 桩长4.5m 试4: 桩长9m

石灰桩桩体模量比碎石桩高,桩传递垂直荷载的深度比碎石桩大,所以,桩长作用比碎石桩好。

CFG桩可以在全桩长发挥摩阻力,桩越长承载力越高。参看图6。相比之下,CFG桩桩长效应最显著。

在外荷载作用下,复合地基的总沉降量有三部分组成,即桩长范围内变形 $S_1$ ,下卧层变形 $S_2$ ,垫层变形 $S_3$ 。通常垫层变形很小, $S_3$ 可忽略不计,总的沉降量由 $S_1$ 、 $S_2$ 控制。

碎石桩桩长不小于1.5~2.5倍基础宽度时,总的沉降变形主要由 $S_1$ 控制。

石灰桩、CFG桩桩越长总的沉降变形 $S$ 和桩长范围的变形 $S_1$ 、下卧层变形 $S_2$ 就越小。

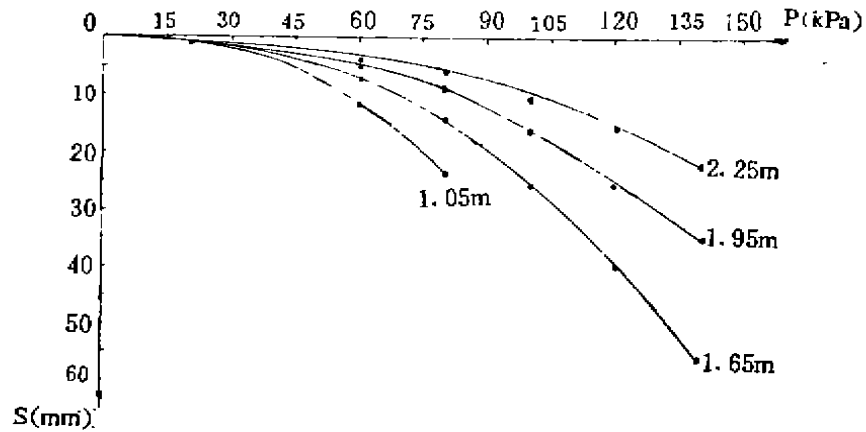


图6 CFG桩不同桩长P—S曲线比较

(荷载板尺寸: 0.525m×0.525m)

#### 4. 桩的端承作用

青海钾肥厂为粉土地基,做了三种桩长的碎石桩,分别为6m, 8m, 10m,其中10m桩桩端落在好土层上,所做单桩复合地基试验表明,承载力对三种桩长都相同。对碎石桩,当桩长大于1.5~2.0倍基础宽度后,尽管桩端落在好土层上,桩的端承作用也很小,可以忽略不计。

石灰桩端承力的发挥比碎石桩好,但因桩身强度不太高,随桩长的增加端承作用越来越小。

CFG桩桩端落在好土层上具有非常明显的端承作用,如图7所示。设计时应充分利用这一特性。

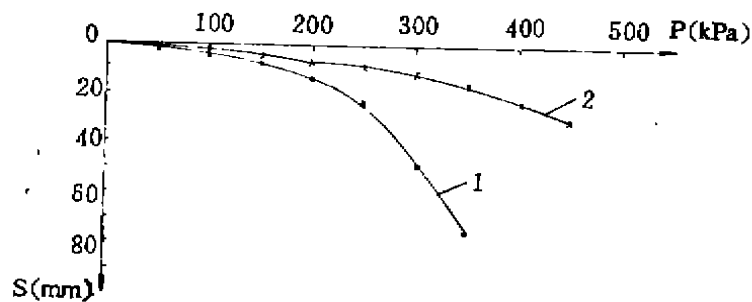


图7 CFG桩不同端承条件下的P—S曲线比较

1—桩长15.5m,桩端落在软土上。 2—桩长15.5m,桩端落在好土上

## 复合地基中增强体的设置

当天然地基承载力达不到设计要求, 并采用复合地基加固方案时, 如何合理设置增强体是最关心的问题之一。

根据以上对复合地基承载力性状及不同桩体材料性状的分析, 增强体的设置应考虑如下几个主要因素。

1. 天然地基承载力的大小及处理后承载力需提高的幅值 $\Delta R$ 。
2. 土的性质, 特别是土的挤密性和灵敏度。
3. 施工设备性能, 成桩时对桩间土是否产生扰动或挤密。
4. 地方材料来源及单价。

表1列举了几种桩体材料选用的情况, 其基本思想是: 对挤密性好的土, 采用振动成桩工艺, 以土的挤密为主, 桩体材料视要求的 $\Delta R$ 大小而定,  $\Delta R$ 小时可选用模量较低的散体材料,  $\Delta R$ 大时选用桩体模量较高的材料; 对挤密性很差的土选用桩体模量较高的材料, 以置换为主; 对挤密性不很好, 但属可挤密的土则应以挤密置换兼顾, 采用振动成桩, 桩体模量也不宜太小。

表1

土 性 \ 成 桩 工 艺	对桩间土扰动或挤密	对桩间土无扰动和挤密
松散饱和砂土和粉土, 以消除液化为目的	1, 4	
松散填土及其它可挤密性土	1, 2, 3, 4 $\Delta R$ 从小到大	
挤密性差的粘性土		2, 3 $\Delta R$ 由小到大
上部土较硬 中间土较软 下部土较硬		2中灰土, 3 $\Delta R$ 由小到大
上部土松散可挤密, 下部土较硬	4( $\Delta R$ 大时)	3
上部较厚软土下部硬土	4	
淤泥质土	4( $I_p$ 小, $\Delta R$ 大时)	2( $I_p$ 大时, 灰土少用)

- 说明: 1. 松散体材料: 土、砂、石  
 2. 低粘结性材料: 石灰、粉煤灰、灰土、搅拌水泥土  
 3. 中等粘结性材料: 夯实水泥土  
 4. 高粘结性材料: CFG桩体材料

## 结语

就挤密效果而言,可将地基土分为挤密效果好、可挤密土和不可挤密土三类。

对挤密效果好的土(比如砂土、粉土),可用振动成桩工艺。当以消除液化为目的时,桩体可选用透水性强的散体材料;当以提高承载力为目的时,承载力提高幅度由小到大桩体可相应选用散体材料、低粘结性材料、中等粘结性材料和高粘结性材料。

对可挤密性土(比如塑性指数较小的粉质粘土),亦可用振动成桩工艺或对桩间土不产生扰动的成桩工艺,由于桩间土强度提高幅度有限,桩体材料宜选用低粘结性、中等粘结性和高粘结性材料。

对不可挤密性土(比如饱和粘土)和高灵敏度土,宜采用对桩间土不产生扰动的成桩工艺,根据承载力提高幅度由小变大,桩体材料可选用低粘结性、中等粘结性和高粘结性材料。当必须用振动成桩工艺时,应选用高粘结性桩体材料。

## 参考文献

- [1] 龚晓南,复合地基引论,地基处理1991,9
- [2] 陈环,振冲碎石桩加固分析,地基基础工程,1990,创刊号
- [3] 阎明礼等,CFG桩、干振砂石桩、石灰桩成桩工艺及设计计算综合报告,1992,9
- [4] 吴廷杰等,干振碎石桩成桩工艺及设计计算的研究,1992,7
- [5] 袁内镇等,石灰桩复合地基的试验研究,1992,7
- [6] 阎明礼、杨军等,CFG桩复合地基的试验研究,1992,8

# 软土地基水泥类化学灌浆 机理及其数学力学表述

程荃基

林天健

(中国科学院广州化学研究所)

(水利部珠江水利委员会勘测设计院)

**〔摘要〕** 本文在阐述软土地基土质特征的基础上,讨论了水泥类化学灌浆加固地基与建造防渗结构的机理,并对其物理力学过程作了系统的数学力学的表述。

## 引言

软土地基的处理是当今岩土工程界最感兴趣和关注的一个工程难题,在种种处理软土地基的方法中,化学灌浆特别是水泥类化学灌浆工艺是有效的、科学而又经济的方法之一,大量的工程实践对化学灌浆工艺作了严格的检验,证实了它的加固与防渗效果。现时,在化学灌浆的领域内,有许多项目和课题已有了比较明确和成熟的研究成果,例如岩基的灌浆加固与防渗,混凝土结构的修复与补强等,但另外一些课题特别是冲积层之类的软土地基的灌浆问题,尚缺乏系统的深入的研究,即使是关于它的工作机理这样一个基本问题,在已发表的文献中,也只有一些简短的、定性的描述。在过去的三十多年中,特别是在最近的十年中,灌浆工艺与方法有了惊人的发展,形形色色的新工艺与各种各样的新灌浆材料不断涌现,而理论却远远落后于技术,落后于实践。

本文的阐述将着重在水泥类化学灌浆工艺方面,对于一些原理与方法,将尽可能只作简略的叙述。

## 软土地基的土质特征

这里所指的软土地基是指由淤泥(或淤泥质土)、杂填土、粘土或粉细砂组成的建筑物基底下的地层。

组成软土地基的各种土层其特征如下:

1. 杂填土——是人类活动中任意堆积成的含有大量建筑垃圾、工业废料或生活垃圾等杂物的填土。杂填土的成因很杂,组成的物质也杂乱,分布极不均匀,结构松散。它的主要特点是强度低,压缩性高和均匀性差。一般还具有浸水湿陷性,在自重作用下也会发生地基变形。

2. 淤泥(淤泥质土)——是在静水或缓慢流水环境中沉积、经生物化学作用形成并含有有机质的软土,当天然孔隙比大于1.5时为淤泥,小于1.5而大于1.0时为淤泥质土。淤泥(淤泥质土)的主要特性是往往呈互层产状,土层中含有有机质,强度低,变形大,透水性差和变形稳定历时长。

3. 粘性土——主要由原生矿物和次生矿物组成。原生矿物由母岩碎屑(多矿物结

构)和单矿物颗粒(石英、长石、云母等)组成;次生矿物由次生二氧化硅( $\text{SiO}_2$ )、粘土矿物(高岭土、水云母、蒙脱土)、倍半氧化物( $\text{Al}_2\text{O}_3$ 、 $\text{Fe}_2\text{O}_3$ )和难溶盐( $\text{CaCO}_3$ 、 $\text{MgCO}_3$ )组成。粘性土是蜂窝状结构的低强度土,含水量较大,压缩性高、排水固结条件差,渗透性能也差,其渗透系数 $K < 1.2 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 。

4. 粉细砂——它是砂土的结构,粒间没有或仅有微小的联结力,土粒系互相堆砌在一起,形成散粒状的结构形式,即单粒结构。砂是不易变形的,当其渗透系数 $K < 1.2 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ 时,地下水迳流速度极慢,运动状态是层流和紊流同时存在的混合状态,地下水迳流运动实际速度要比理论速度慢。饱和松散的粉细砂,当处于机械振动或地震荷载重复作用时,将产生液化。另外淤泥质土的状态,一般都为软塑~流塑、腐植质和云母含量都很高,也是导致液化的重要因素之一。此外,由于建筑物的荷载和地下水的下降,会导致砂土沉陷,基坑开挖时会产生管涌或崩塌。

简单地说,软土地基具有如下五点主要物理力学特征:

(1) 高含水量和大孔隙比——饱和度 $S_r$ 一般都大于95%,天然孔隙比一般为1.00~2.00或更大。

(2) 弱渗透性——软土的渗透系数 $K$ 值较小, $K = i \times 10^{-6} \sim i \times 10^{-3} \text{cm/s}$ 。

(3) 高压缩性——通常的压缩系数 $a_{1-2}$ 为0.07~0.15 $\text{cm}^2/\text{kg}$ ,大的还可达0.45以上,这是软土地基在附加荷载下沉降量大的主要原因。

(4) 低的抗剪强度——在直剪试验时,固结快剪的数值一般为粘结力 $C = 0.05 \sim 0.15 \text{kg/cm}^2$ ,内摩擦角 $\varphi < 15^\circ$ ,快剪时 $C = 0.10 \text{kg/cm}^2$ , $\varphi$ 值 $< 5^\circ$ 。

(5) 高灵敏度——软土强度会因结构受扰动而显著降低,一般都具有中等灵敏度,灵敏度系数 $S_t = 2 \sim 4$ ,有的软土则具有高的灵敏度。

## 软土地基水泥类化学灌浆机理

软土地基化学灌浆按照其工作原理一般分为渗透、挤密和劈裂三大类,其实软土地基化学灌浆加固的过程和机理远比这三种方式复杂,而且其影响因素也十分复杂,例如,主要的可以指出如下几点:

(1) 在化学灌浆过程中,渗透,挤密和劈裂三种运动方式可能某种单一地作用,但更普遍的是浆液以多种运动方式同时作用于土体,而且方式可能不只三种,例如可能还有冲剪、混和与置换等。

(2) 浆液在土体中作用的方式,既与土的性质有关,也与灌浆的工艺特征有关,而且随着灌浆的进程,一种运动方式可能取代另一种运动方式。

(3) 不同的灌浆类型要求不同的灌浆工艺参数,例如某一灌浆压力在这种灌浆方式(灌浆类型)中不能用,但在另一种灌浆方式中却可以用。在置换方式的高压灌浆中使用的压力在通常的劈裂灌浆中是绝不允许使用的。

(4) 几种浆液运动方式,既是对立的,而又是统一的,例如在采用水泥类化学灌浆加固软土地基时,劈裂和挤密是相辅相成不能分割的整体。在劈裂灌浆中,没有劈裂就没有挤密,而在渗透灌浆中,没有劈裂(当然只是沿灌浆管周围发生),浆液就不能更有效地渗透到土体中。



研究灌浆理论的目的在于最优地贯彻和实现这样一个基本原则,即使浆液性能和灌浆工艺去适应被处理地基的需要,因此,本文将不按照一般习惯对各种不同运动方式的灌浆工艺分别叙述,而是按照土的类型来阐述化学灌浆的工作机理。

### 1. 自然堆积的软土

在《工业与民用建筑工程地质勘察规范》(TJ21-77)中规定的特殊土包括软土、红粘土和人工填土。这里不准备讨论红粘土,因为它的加固是采用另外的工艺和概念。

软土是第四系松散的自然堆积物,由于其沉积成因,呈现明显的相互重叠的层状构造,即使是均质土层也非各向同性,沿水平方向和垂直方向的强度和透水性是不同的。层面与层内相比,其透水性较好,灌浆材料易沿层面注进去。珠江三角洲的软土地基加固一直是工程界关注和探索的问题,在这个地区,灌浆工程的实践先后采用过一般化学灌浆、高压喷射灌浆、深层搅拌水泥桩等工艺,这些灌浆工艺的加固机理在文献[2]中有较系统的介绍,它是在前述的对灌浆机理缺少报导的情况下于近二年来出版的,近一年来,关于软土地基的化学灌浆机理陆续有一些文献[3],[4],[5]分别从力学的和化学的角度作了阐述,其主要的论点可以概括如下:

(1) 在水泥化学灌浆实践的早期曾试图用渗透灌浆加固软土,由于渗透系数  $K < i \times 10^{-6} \text{cm/s}$  的土一直被认为是灌浆的“禁区”,于是从事超细粒水泥的研究。后来考虑到渗透类型的灌浆,其效果并不理想,于是从概念上进行了革新,改变了原来不能破坏土体原有结构的原则,以破坏对付破坏,用有压浆液劈裂土体,在某些情况下甚至彻底打乱土体原来的结构或全部将其置换。

(2) 劈裂灌浆时,浆液在灌浆压力作用下,先后克服地层的初应力和抗拉强度,使其沿垂直于小主应力的平面上发生劈裂,从而提高了软土地基的可灌性,挤密土体并在其中产生化学加固作用和形成作为骨架的浆脉。文献[3]的作者通过室内模拟试验,指出了浆液在软土中运动过程的三个阶段:鼓泡压密阶段、劈裂阶段和被动土压力阶段,并认为灌入土体中的浆液只有部分能量参与地层中的劈裂过程。

(3) 文献[8]从化学角度进行了劈裂灌浆的微观研究,从灌浆后土体中只有微量新物质生成(除浆脉外)证明了劈裂作用及其导致的效应仍然是软土地基化学加固的主要工作机理,沿浆脉附近有少量由于渗透而发生的土和水泥水化物间的物理化学反应而形成的水化物结晶,但这不是灌浆的主要效果,而且这种效应也是发展较慢的。

(4) 劈裂灌浆过程中的挤密作用是另一种重要效应,向外扩张的浆泡在土体中引起复杂的径向和切向应力体系。紧靠浆泡处的土体遭受严重的破坏和剪切,并形成塑性变形区,在此区内土体的密度可能因扰动而减小,但离浆泡较远的土则基本上只发生弹性变形,因而土体的密度有明显的增加。

关于劈裂灌浆的加固机理,本文作者认为还可以补充如下几点:

(1) 由于许多化学灌浆浆材以及水泥都具有明显的蠕变性质,而且劈裂灌浆中伴随发生的水化过程是一个长久的过程,所以劈裂灌浆的工作机理应该包括时间效应部分。这一部分的比重虽不大,但它却涉及被灌土层的耐久性和化学稳定性。因此,从土和浆材的流变特性入手,建立灌浆加固体的状态方程,也应该是劈裂灌浆机理研究内容的一个部分。

(2) 在劈裂过程中,被劈裂的裂隙中存在有水,自由水和毛细水能在灌浆压力推动浆

液扩散时排去,但裂隙表面的附着水和结合水一般不易被浆液排去,它将对亲水型的水泥化学浆液起稀释作用,因此采用适当提高浆液浓度将附着水吸收,在一定程度上消除水的影响是提高灌浆效果的可能途径之一。

(3) 某些与灌浆工艺有关的机理至今尚未被人注意和适当地描述,例如控制压力和进浆速度以防止浆液过度扩散的机理;对软土地层中的桩基进行化学灌浆时,浆液向桩台底和桩身以外方向割裂流动的机理;复合灌浆时先灌廉价浆液充填大孔隙再用凝胶时间长的昂贵浆液进行灌浆的机理……等等。也就是说,应该适当扩大关于劈裂灌浆研究的内容。

(4) 在连续灌浆情况下,土体中的劈裂继续延伸并被浆液充填;而在间歇重复灌浆情况下,则土体被重复劈裂和裂隙被浆液充填,形成劈裂→充填→挤压→固结→劈裂的循环反复过程。

(5) 在高压喷射灌浆情况下,存在两种可能的情况,一是高压喷射直接冲击破坏软土土体,使水泥浆液或其他浆液与土拌和,凝固后成为拌和柱体或块体。二是在有些情况下,土体在高压喷射下破坏并被灌注的压力浆体挤压排出,原来的土绝大部分被浆液凝固体所置换。在此情况下,灌浆压力远大于土中的初始应力,因此,各个方向的土均处于被动土压力状态,土体被迫从灌浆管周围或其他贯通裂隙排出。

(6) 在分析灌浆的加固机理时,不能忽视其它工程措施对灌浆所起的附加效应,例如在土体中通以直流电的电渗情况下,不采用灌浆压力也能靠直流电压把浆液注入土中,或在进行压力灌浆后再通以直流电,也能使土中的浆液扩散更为均匀。当软土地基不允许施加较高的灌浆压力时,电动灌浆就更有意义。

总的来说,在化学灌浆过程中,尽管有着不同的运动方式,但其加固和防渗效应的取得不外乎依赖如下的三种作用,即惰性充填作用、化学胶结作用和离子交换作用。自然现象的最完美的描述应该说是数学表述,下面一节中,我们将以简短的篇幅再来对劈裂灌浆的加固机理的主要方面作些数学表述。

## 2. 人工堆积的软土

人工堆积的软土,由于成分复杂,碎屑杂物较多,又未经人工压实,致形成很多的堆积空洞,土中杂物含量、分选性和滚圆度不一,其空洞也大小不等。对杂填土进行水泥类化学灌浆时浆液受阻较小,易于渗透充填,吃浆量和扩散半径都较大。浆液凝固体呈脉状、网状和窝团状分布,还经常出现跑浆冒出地表的“短路”现象。

在杂填土土层中进行的化学灌浆属于渗透灌浆类型。灌浆时,在较低的灌浆压力下,浆液克服各种阻力渗入土体中充填裂隙和堆积空洞,排除地下水和气体,浆液包围和胶结土粒,并形成强度大、防水性能较好的混合固结体。但灌浆并未破坏土体的原有结构和构造。

目前,国内出产的水泥其颗粒较粗,使用这种水泥灌浆,对砂土来说,要粗砂以上的砾、碎石层才有真正的实际渗透。一般要渗透系数  $K \geq 10^{-4} \text{cm/s}$  时,水泥类化学灌浆才会发生明显的渗透现象。现时,国内外对砂及砂砾石的灌浆已发展了一些渗入性灌浆理论来模拟和描述渗透灌浆,例如最早的Maag(1938)以及Karol和Raffle的球形扩散理论,柱形扩散理论和袖套管法理论等。对砂土地基的化学灌浆,当灌浆压力过大时,将发生内部机械管涌,或水泥浆呈脉状扩散,不起固结作用。为了改善水泥浆体的性能,国内曾采用加

入各种表面活性剂以及研磨、分选水泥和高速搅拌等,前者改善了浆体的分散性,但对浆体中的大颗粒作用甚微小。后者例如采用比表面积具有  $8000\text{cm}^2/\text{g}$  左右的细水泥配制的浆液,其凝结时间缩短,在采用适当的水灰比情况下,水泥类化学浆液在土体中的流动会有所改善。

### 3. 特殊的软土工程环境

#### A. 泥化夹层与劈裂带接触面等

灌浆工程的实践表明,丙凝和弹性聚氨酯等化学浆材可以灌入细至几微米的裂缝,但纯粹的水泥浆则不行。采用特殊的灌浆工艺,例如分批配浆、压力并浆、邻孔灌浆或二次灌浆等措施,此时,后续浆液的运动将充满由于浆液收缩而导致的脱空。在对裂缝及破碎带灌浆时,采用普通水泥浆液,在细裂缝灌段会出现浆液失水回浓现象。为此,在不影响可灌性条件下应尽量使用浓浆,在水泥浆中掺入塑化剂改性,使用高细度水泥和高速搅拌等。

#### B. 软土地基上的建筑物的“纠偏”

现时,灌浆工程实践中已经常使用水泥类化学灌浆去处理不均匀沉降的建筑物。合理地使用灌浆压力并造成适宜的上抬力,能使下沉的建筑物回升到相当精确的范围。建筑物的纠偏采用的是压密灌浆的原理(图1),通过钻孔向土中灌入极浓的浆液,在注浆点使土体压密而形成浆泡。当浆泡的直径较小时,灌浆压力基本上沿钻孔的径向即水平向扩展,随着浆泡尺寸的逐渐增大,便产生较大的上抬力而使地面或建筑物抬动。压密灌浆对软土具有较好的效果,但正如前面已指出过的,向外扩张的浆泡将在土体中引起复杂的径向和切向应力体系,紧靠浆泡处的土体将遭受严重的破坏和剪切。

附带指出,文献[6]提出了利用旋喷进行淤泥触变纠偏的工艺,这种工艺的工作机理是利用淤泥或淤泥质土所具有的较高的灵敏度,即淤泥受扰动后,瞬时强度迅速降低并增加其流动性的特点,用稀水泥浆喷射扰动淤泥层以加速建筑物下沉,增加纠偏效果。

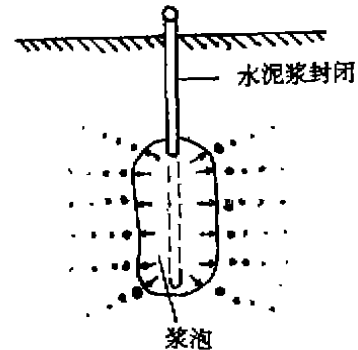


图1 压密灌浆原理示意图摘自文献[2]

## 软土地基灌浆机理的数学力学表述

需要特别指出软土(特别是淤泥质土)的两个特点:第一,它的强度是由内摩擦力控制和贡献的,而粘结力则特别低;第二,它具有较高的结构灵敏性,结构破坏后强度降低但过一段时间又恢复。这两个特点是软土地基采用劈裂灌浆的物理基础。正是这两个特点使得劈裂灌浆在软土地基中使用能获得理想的效果,压力浆液能在较低的压力下劈裂土体而使裂隙扩展造成的挤密和扰动分别得到发展和恢复。

软土的劈裂主要是要克服土的强度,而软土的强度既是由内摩擦力贡献,因此,从能量耗散的角度来研究软土的劈裂加固机理是十分有趣的。衡量介质内摩擦过程的直接方法是用耗散比  $L_f$

$$L = \frac{\Delta W}{W}, \tag{1}$$

将一次加压灌浆和间歇作为一个应力循环，则上式中 $\Delta W$  是一个应力循环滞后回路所包的面积，也即耗散的能量， $W$ 是这一应力循环中应变最大时介质中贮存的弹性能（图2）。文献[3]指出：

$$\Delta W = (E_{r_s} + E_{r_f}) + (E_{i_c} + E_{i_p} + E_{i_v} + E_{i_s} + E_{i_t}) \tag{2}$$

- 式中， $E_{r_s}$ ——土体中的弹性应变能；
- $E_{r_f}$ ——浆体中的弹性应变能；
- $E_{i_c}$ ——劈裂土体所需能量；
- $E_{i_p}$ ——劈裂区土体塑性变形所耗能量；
- $E_{i_v}$ ——浆体表面与土体摩擦所耗能量；
- $E_{i_s}$ ——浆液流动时克服其内剪力所耗能量；
- $E_{i_t}$ ——为克服灌浆系统中各种摩擦所耗能量。

由(2)式可见，在灌浆过程中只能部分能量参与地层中的劈裂过程。(图3)给出了软土在循环加载条件下的应力~应变曲线，由图可以看出，耗散比与振幅而且与频率都有关系。如所周知，在单相简谐荷载作用下，弹性介质的回路是一条重合的斜线，回路所包面积为0，因而没有能量耗散，而弹塑性介质和弹粘性介质的回路分别为平行四边形和椭圆(图4)。回路面积表明，由于土体颗粒之间以及裂隙之

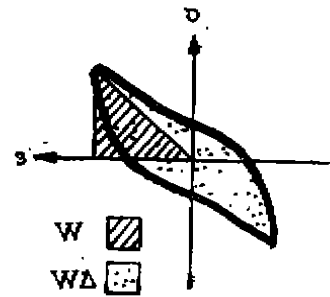


图2 回路图

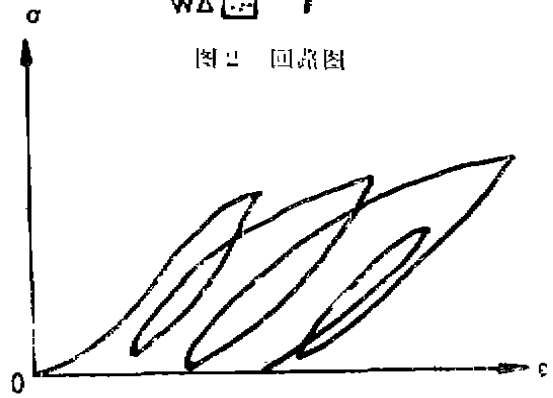


图3 软土的循环加载回路

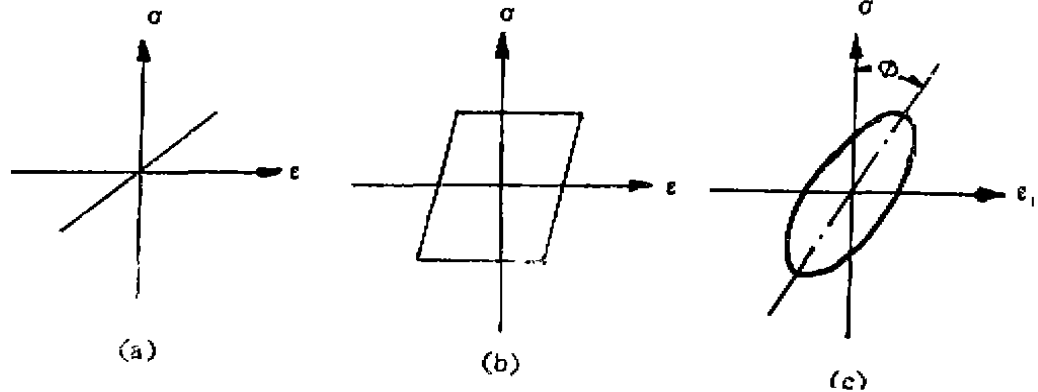


图4 应力与应变曲线和滞变后回路

(a)弹性介质

(b)弹塑性介质

(c)弹粘性介质

间相互滑动引起的能量耗散既与振幅有关,亦与频率有关。因此,灌浆速率和灌浆压力在灌浆劈裂过程中是一对同等重要的参数。这样,在 $\Delta t$ 时间内灌浆所耗总能量是灌浆压力 $P$ 和灌浆速率 $V$ 的函数:

$$\Delta W = f(P, V)$$

当然,这只是对已给定的软土类型和浆体浓度而言,实际上, $\Delta W$ 应该是渗透系数 $K$ 、浆液粘度 $\eta$ 、灌浆压力 $P$ 和灌浆速率 $V$ 的函数,即

$$\Delta W = f(K, \eta, P, V) \quad (3)$$

这几个变量的合理组合,可以使 $\Delta W$ 为最小。这是一个灌浆工程设计的优化问题,即在满足约束条件

$$\left. \begin{array}{l} K = \text{给定值} \\ P \geq \sigma_c \\ \eta \geq \eta_L \\ V > 0 \end{array} \right\}$$

情况下求目标函数 $\Delta W = f(K, \eta, P, V)$ 的极小值。式中

$\sigma_c$  ——土的抗拉强度;

$\eta_L$  ——浆液仅能在输浆管中流动的临界粘度或浓度。

以上所述为灌浆所耗能量,土体为抵抗劈裂占用的能量主要包括裂缝扩展消耗能量和塑性变形消耗能量,它们分别为

$$E_{i,c} = 4atT - \frac{\sigma^2 \pi a^2}{E} t \quad (4)$$

$$E_{i,p} = -\sigma \cdot \epsilon_p \cdot t \quad (5)$$

式中,  $a$  ——裂缝扩展长度;

$t$  ——土层或被灌浆土体的厚度;

$T$  ——土体每单位表面积中的表面能;

$\sigma$  ——灌浆压力 $P$ 在土体中引起的应力;

$E$  ——土的弹性模量;

$\epsilon_p$  ——土的塑性应变。

$$E_{i,c} + E_{i,p} = 4atT - \frac{\sigma^2 \pi a^2}{E} t - \sigma \cdot \epsilon_p \cdot t \quad (6)$$

当 $E_{i,c} + E_{i,p}$ 的变化使其达到最大值时,裂隙将由稳定平衡状态向不稳定平衡的临界状态转化。根据变分原理,即当

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial a} [\delta u_p + \delta u_w] &= \frac{\partial}{\partial W} [E_{i,c} + E_{i,p}] \\ &= \frac{\partial}{\partial a} [4atT - \frac{\sigma^2 \pi a^2}{E} t - \sigma \cdot \epsilon_p \cdot t] = 0 \end{aligned}$$

且  $\frac{\partial^2}{\partial a^2} [\delta u_p + \delta w] < 0$  时, 裂隙就开始进入不稳定状态。

此时

$$-2 \frac{\sigma^2 \pi a}{E} \cdot t + 4tT - \sigma \varepsilon_p t = 0$$

$$\therefore a = \frac{(\sigma \cdot \varepsilon_p - 4T)E}{2\pi\sigma^2} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{-E\varepsilon_p + \sqrt{E^2\varepsilon_p^2 t^2 - 4 \times 2\pi t \times 4EtT}}{4\pi t} \\ &= \frac{t(E^2\varepsilon_p^2 - 8aE\pi T) - E\varepsilon_p}{4a\pi} \end{aligned} \quad (8)$$

上二式中,

$\sigma$  ——土体劈裂的拉应力临界值,  $\sigma \leq \sigma_c$ , 即当土体中已有长度为  $2a$  的裂隙时, 应力达到  $\sigma$ , 裂隙即处于不稳定的临界状态。反之, 在拉应力  $\sigma$  作用下, 当裂隙全

长达到  $2a = \frac{2E(\sigma \cdot \varepsilon_p - 4T)}{2\pi\sigma^2} = \frac{E(\sigma \cdot \varepsilon_p - 4T)}{\pi\sigma^2}$  时, 裂隙即开始处于不稳定状态。

$a$  ——土层在应力  $\sigma$  作用下裂隙长度的临界值。

弄清土体劈裂过程中能量变化的机理, 无疑地对于合理选定灌浆参数, 进行优化设计, 有着重要的意义。

根据上述的灌浆机理, 可以想像, 对于软土的每一粒级, 都有其对应的一种或几种合适的浆液, 可以在最优技术经济条件下灌注。

软土地基在灌浆过程中除被浆液进行劈裂外, 还受到浆液的挤密作用。这种作用类似于承受内压的厚壁圆筒, 由于距灌浆孔较远的土体只是产生压密变形(紧靠孔底处会形成遭受严重破坏和剪切的塑性变形区), 它们基本上为弹性变形, 可以近似地用弹性理论的平面应变问题解求径向位移以估计土体的压密变形。径向位移  $u_r$  用下式计算,

$$\begin{aligned} u_r &= \frac{(m-1)}{mE} \cdot \frac{Pr_1^2}{(r_2^2 - r_1^2)} + \frac{m-1}{mE} \cdot \frac{P_1 r_1^2 r_2^2}{(r_2^2 - r_1^2)} \\ &= \frac{(m-1)}{mE(r_2^2 - r_1^2)} (Pr_1^2 + P_1 r_1^2 r_2^2) \end{aligned} \quad (9)$$

式中,  $m$  ——土的泊桑系数;

$P$  ——灌浆压力;

$r_1$  ——浆泡的半径;

$r_2$  ——浆液的扩散半径;

$E$  ——土的弹性模量;

文献[2]采用参数  $N$  综合地示表  $K$  和  $\eta$ , 并指出在灌浆孔井壁处开始发生垂直劈裂的条件为:

$$\frac{P}{rh} = \left( \frac{1-\mu}{1-N_v} \right) \left( 2K_0 + \frac{S_r}{rh} \right) \quad (10)$$

水平劈裂的开始条件为

$$\frac{P}{rh} = \left( \frac{1-\mu}{\mu(1-N)} \right) \left( 1 + \frac{S_T}{rh} \right) \quad (11)$$

式中,  $P$ ——灌浆压力;

$r$ ——土的容重;

$h$ ——灌浆段深度;

$\mu$ ——泊桑比;

$S_T$ ——土的抗拉强度;

$K_0$ ——浆液在地层中的渗透系数,  $K_0 = \frac{K}{\beta}$ ;

$\beta$ ——浆液粘度对水的粘度比;

$N$ ——综合表示  $K$  和  $\eta$  的参数。

关于水泥类化学灌浆的一般加固机理, 在文献中已有较多的论述, 限于篇幅, 这里不再评述。这里只是附带指出: 灌浆时对于某些不良的边界条件(水膜的存在、杂物或软土将浆液与土体隔离等)要充分注意, 它们会影响浆液与土体的良好接触, 从而影响化学胶结作用, 以致使被加固土层的整体强度受到削弱。

## 灌浆工程实例

作为本文的结束, 这里援引一个典型的灌浆工程例子。它是广州市电信局长途通讯枢纽楼的软土地基帷幕灌浆。

### 1. 工程概况

该建筑系耗资3450万元的国家重点工程, 位于广州东湖旁, 拟建楼房地面上20层, 高104米, 地下2层, 底层最大挖深8米。软土地基系第四系覆盖层, 以淤泥、淤泥质层和亚粘土为主, 厚4.8~8.4米, 地下水埋深1米左右, 主要透水层为含蚝壳、粉细砂的淤泥质土层, 呈流塑状态, 易发生液化并具有触变性。

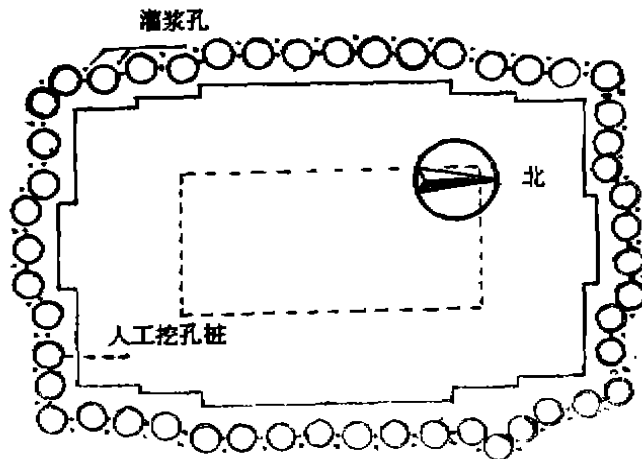


图5 工程平面示意图

基坑护壁采用“排桩灌浆联合护壁”，即以人工挖孔桩挡土并用化学灌浆帷幕隔水的联合护壁措施(图5)。挖孔桩直径为1.4米，桩间留有40厘米土层用化学灌浆方法固结充填，组成隔水帷幕墙。

2. 灌浆效果分析

灌浆效果比较理想，基坑开挖在无水状态下顺利进行。从场地南面的基坑开挖剖面来看，浆液是沿着软土地基的层理面张性劈裂充填土体的，劈裂和充填在不同岩性地面的界面处更为明显(图6)，而且产状基本一致。地层上抬后，未见发生弹性变形的回落现象(图7)。

该场地的软土经水泥化学灌浆后，土体孔隙比、含水量和渗透系数都比原来减小，而粘结力和承载力都提高(表1)，灌浆帷幕体的质量经检查达到了设计要求。

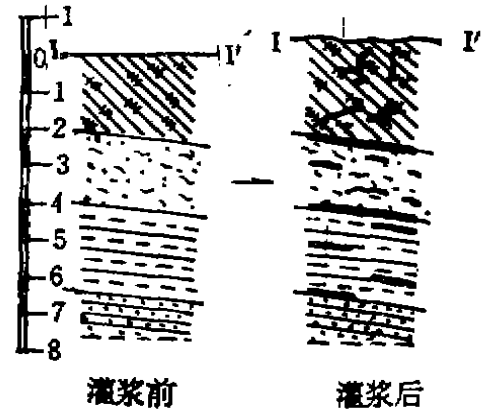


图6 灌浆前后的地层剖面

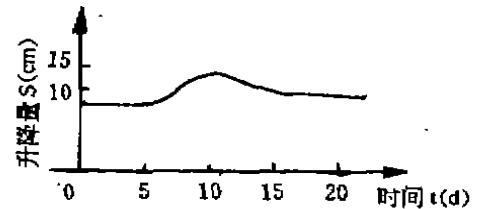


图7 地基升降量与时间关系

灌浆前后各土层特性对比表

表1

物理力学指标		地层	淤泥 (淤泥质土)					
灌浆阶段		土的特性	含水量 $\omega$ (%)	孔隙比 $e$	压缩模量 $E_s$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	粘结力 $C$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	承载力 $[R]$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	渗透系数 $K$ ( $\text{cm/s}$ )
灌浆前			55.24	1.51	68.8	0.15	0.8	$1.68 \times 10^{-6}$
灌浆后			42.6	1.15	31.9	0.20	1.10	$1.49 \times 10^{-7}$
物理力学指标		地层	亚粘土					
灌浆阶段		土的特性	含水量 $\omega$ (%)	孔隙比 $e$	压缩模量 $E_s$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	粘结力 $C$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	承载力 $[R]$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	渗透系数 $K$ ( $\text{cm/s}$ )
灌浆前			27.08	0.78	32.9	0.18	2.1	$1.25 \times 10^{-7}$
灌浆后			18.00	0.70	24.3	0.49	2.8	$7.09 \times 10^{-8}$

参考文献

- [1] 熊厚金, 林天健 现代灌浆技术与艺术述评[II]——桩基的化学灌浆处理, 桩基技术新进展学术讨论会论文集, 《岩土工程师》编辑部等, 1991年6月。
- [2] 《地基处理手册》编写委员会 地基处理手册, 中国建筑工业出版社, 1988年8月。
- [3] 白云等 软土地基劈裂注浆加固的机理和应用, 《岩土工程学报》第13卷第2期, 1991年3月。



- 
- [4] 任宇雷, 邝健政 软土地基劈裂灌浆机理分析, 《第五届化学灌浆会议技术交流资料汇集》, 1990年11月。
- [5] 程晓 软土地基分层注浆SRF工法, 《第五届化学灌浆会议技术交流资料汇集》, 1990年11月。
- [6] 林培源 旋喷注浆加固地基, 淤泥层触变纠偏与清水开孔的新技术、新工艺, 《高层建筑与桥梁基础工程学术会议论文集》, 广东省岩石力学与工程学会, 1989年12月。
- [7] 杜嘉鸿等 《国外化学注浆教程》, 1989年2月。
- [8] 邝健政 淤泥土化学灌浆加固机理的探讨, 《第六届全国灌浆技术学术讨论会论文集》1991年12月。

# 双层地基应力扩散的特性研究

唐建中

(中国建筑科学研究院地基所)

**【摘要】** 本文结合双层地基模拟载荷试验,总结了双层地基应力扩散的基本形式,并通过双层地基的实际应力扩散情况和压力扩散角的推算值,考察双层地基压力扩散角的变化规律,继而提出了广义双层地基的概念。

## 概述

双层地基大体分两类:一类是岩层上覆盖着不厚的可压缩层,另一类则是上层坚硬、下层软弱的双层地基。

理论和试验研究表明:前者在荷载作用下将发生应力集中现象,而后者将发生应力扩散现象。

由于实际工程中广泛地存在着软弱下卧层地基的承载力问题,所以研究地基的应力扩散作用有重要意义。

## 双层地基的压力扩散角

双层地基压力扩散角 $\theta$ 值同下面两个参数有关

$$f = \frac{E_1}{E_2} \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} \quad \text{和 } h/B$$

其中 $E_1$ 、 $\mu_1$ 和 $E_2$ 、 $\mu_2$ 分别为上下层土的变形模量和泊松比, $h$ 和 $B$ 分别为上层土的厚度和基宽。

如果地基由上下两层区别较大的土层组成,基础底面的压力按一定的扩散角 $\theta$ 向下传播如图1。

压力扩散角这一概念的提出是从实用角度出发,假设基底处的附加压力 $P_0$ 往下传播时,按一定角度 $\theta$ 向外扩散,并均匀分布在扩散后的面积上。根据扩散前后总压力相等的条件,可得

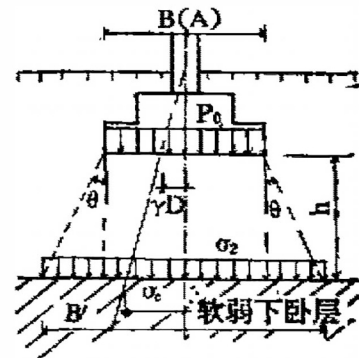


图1 压力扩散角 $\theta$

$$\sigma_z = \frac{P_0 \cdot A \cdot B}{(A + 2h \operatorname{tg} \theta)(B + 2h \operatorname{tg} \theta)} \quad (1)$$

式中  $A$ 、 $B$  ——分别为矩形基础底面的长度和宽度；

$P_0$  ——基底的平均附加压力；

$h$  ——基底至软弱下卧层的距离。

压力扩散角值因土质而异，当上层为硬土、下层为软土时，美国泰沙基、英国道门林松和日本山口均建议采用  $30^\circ$ 。英国道门林松 (Tomlinson 1963) 还认为，如果硬土层有足够厚度时，应将该层看作一天然土板，他同时提出，当此厚度大于二分之一基宽时，在软弱层顶面的压力  $q$  [2] 为：

$$q = \frac{W - P_s}{A} \quad (2)$$

式中  $W$  ——基底的总荷重；

$P_s$  ——周边剪力 = 基础周长  $\times$  硬土厚度  $\times$  硬土抗剪强度；

$A$  ——基础底面积。

这里需要补充一点说明的是，本文以后的压力扩散角  $\theta$  是按下述方法计算的（参见图 1）：即采用双层地基界面上板宽范围内附加应力的平均值  $\sigma_z$  作为压力扩散角范围内  $B$  的平均附加应力，按下式计算  $\theta$  值：

对于方形基础，有  $A = B$ ，则

$$P_0 \cdot B^2 = \sigma_z \cdot B'^2$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{B' - B}{2h} = \frac{B}{2h} \left( \sqrt{\frac{P_0}{\sigma_z}} - 1 \right) \quad (3)$$

## 双层地基模拟载荷试验

为能了解和研究双层地基的实际应力扩散情况，考察双层地基压力扩散角的变化规律，在中国建筑科学研究院地基所试验室试坑内进行了 6 组地基模拟载荷试验。

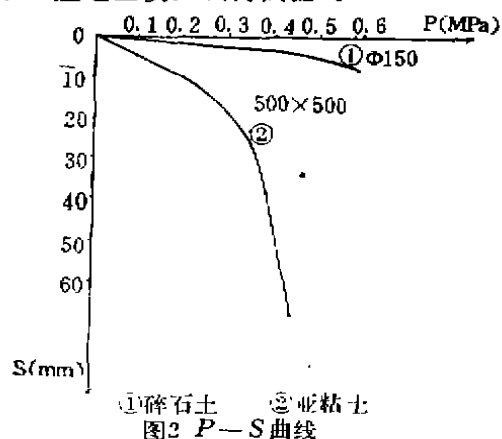
### 1. 试验特点：

a. 试验中双层地基的上层（硬层的厚度  $h$ ）为定值；

b. 基础宽度 ( $B$ ) 为 6 组不同值，并使硬层的厚度 ( $h$ ) 与基宽 ( $B$ ) 之比即厚宽比  $h/B$  在  $0.12 \sim 1.0$  之间变化，由此探讨双层地基应力扩散作用随  $h/B$  的变化规律；

c. 其中 4 组为载荷板试验，2 组为钢筋混凝土筏式基础载荷试验，由于该两组试验的基底反力分布较复杂，本文不作重点讨论。

### 2. 试验方案



双层地基的上层(硬层)为30cm厚的碎石土,分层夯实,下层(软层)为1.7m的填土,每层虚铺40cm后,用蛙式打夯机击两遍,部分地区由人工补夯。填土下为天然地基。

对碎石土和填土分别用直径为150的圆板和500×500的方形板做了载荷试验,它们的P-S曲线见图2。经计算碎石土的变形模量为20.2MPa,填土的变形模量为12.5MPa。

土的主要物理、力学性质见表1。

土的物理力学性质

表1

取土深度 H m	含水量 $\omega$ %	容重 $\gamma$ g/cm <sup>3</sup>	比重 G	液限 $\omega_L$ %	塑限 $\omega_P$ %	塑性指数 $I_P$	压缩模量 $E_s$ MPa	变形模量 $E_a$ MPa
0.7	16.5	1.79	2.716	26.9	18.5	8.4	11.2	12.7
1.4	18.1	2.03	2.702	26.9	21.1	5.8	13.9	12.5
2.5	33.0	1.78	2.766	41.7	25.0	16.7	5.1	4.5
3.5	23.2	1.95	2.720	26.2	20.2	6.0	8.4	7.6
4.3	20.0	1.98	2.705	23.7	18.4	5.3	8.9	8.0

试验的布置见图3。其中300×300,500×500,707×707和1480×1480为载荷板试验。1000×2000,2500×3700为现浇钢筋混凝土筏式基础,板厚为150,见图4。这两组系

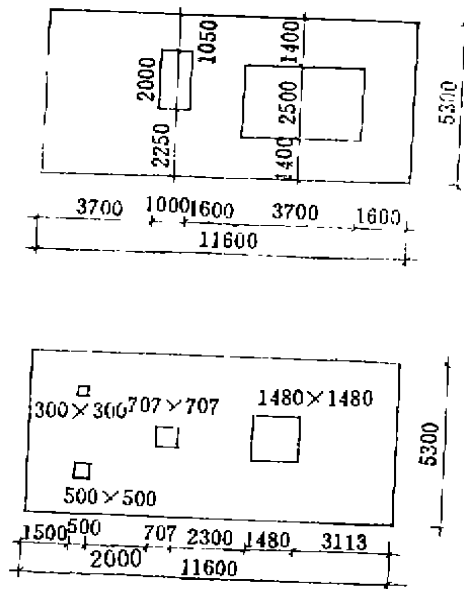


图3 试验布置示意图

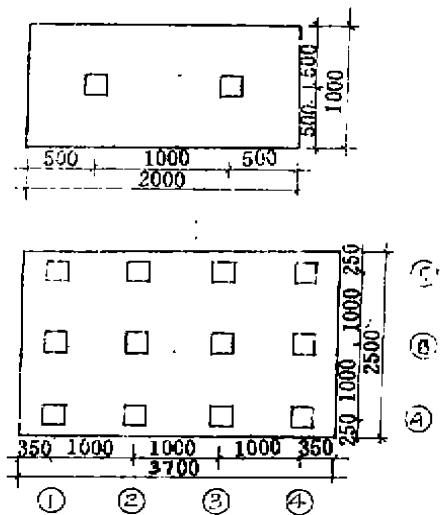


图4 1000×2000、2500×3700筏基示意图

由硕士生郭天强为研究上部结构对底板反力的作用而进行的试验<sup>[1]</sup>。作者在其碎石土垫层(亦为30cm厚)与填土相间的层面上埋设了压力盒,以观察应力扩散情况。故这两组试验除上面所述的压力盒数据为亲自测得外,其余数据由文献<sup>[1]</sup>提供。

### 3. 试验装置及加荷方法

本试验中,在碎石土垫层与填土相间的层面(为简化起见,此后一律称软层顶面)上

埋设了钢弦式压力盒，布置见图5。

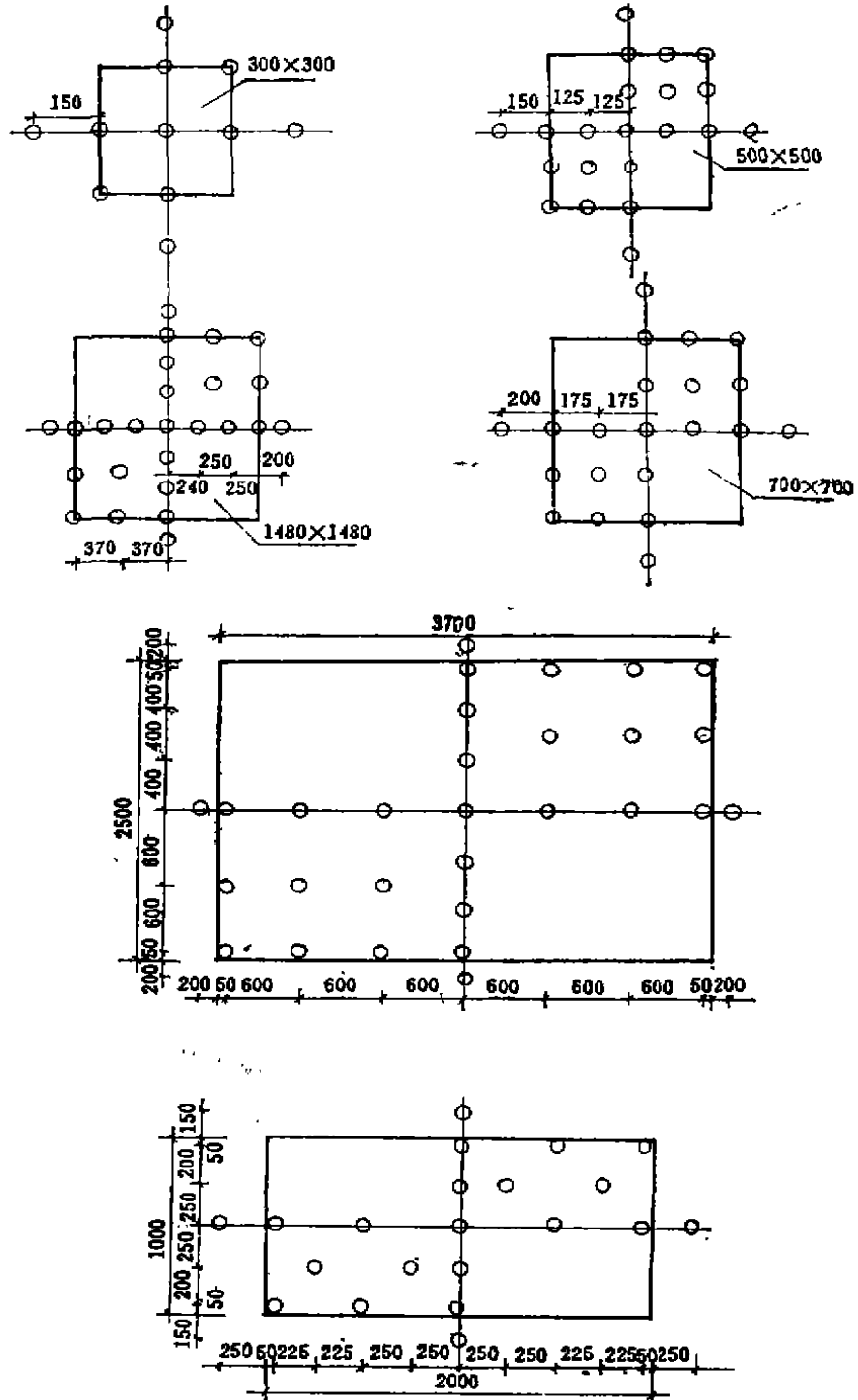


图5 软层顶面压力盒布置图

为观测基底压力的分布特征及检验压力盒精度,还在707×707,1480×1480压板下及2500×3700基础下埋设了部分压力盒。

荷载由预估极限荷载划分为十级,分级加载。压力盒读数是在每级荷载稳定后测取。

#### 4. 试验结果及分析

基底的反力分布总的来说呈中间小,四周大的形式(图略),这是由于基础刚度很大的缘故。

在试验结果的整理中,注意到。基底压力盒所测得的平均值(最后一级)与荷载值误差在7.8%以内,说明压力盒及设备的精度是有保证的。

图6为4组荷载试验的P-S曲线;①、②③、④分别为300×300,500×500,707×707和1480×1480荷载板的P-S曲线。

图7至图12(参考,未附入)为软层顶面压力分布曲线。图中只画了对称轴上的反力分布情况。由于对称轴上各对称点(一般为四点)间的差值甚少,故将其平均值作为该点的压力值。

对试验结果及各类试验曲线可以从以下几方面进行考察分析。

a. 从图6的P-S曲线中可以看出各组曲线直线段终点的P值,即比例界限荷载。

①组( $h/B=1.0$ )为0.30MPa,②组( $h/B=0.6$ )为0.27MPa,③组( $h/B=0.42$ )为0.25MPa,④组( $h/B=0.2$ )为0.21MPa。

从前面图2的P-S曲线可以看到,碎石土的比例界限荷载为0.33MPa,软层土的比例界限荷载为0.2MPa。这样一比较发现,当 $h/B=0.2$ 时,碎石土的扩散作用已非常少。

b. 对有关图表进行分析,发现 $h/B \geq 0.3$ 时的软层顶面的压力分布形式同 $h/B=0.2$ 的反力分布形式具有明显的差别。前者的应力分布曲线呈中间大,两端小的形式,而后者则出现中间小,靠近板边(内侧)的反力值较大的现象。

我们知道,基底的反力分布形式同基础的刚度很有关系。由于荷载板的刚度非常大,几乎可看作是刚性的,故它的基底反力分布呈边缘大、中间小的形式。

$h/B \geq 0.3$ 的软层顶面的反力分布形式已同它们的基底反力分布形式(作者认为这几组试验的基底反力分布形式同属一类)不一致,可以认为这是由于应力扩散的缘故。

$h/B=0.2$ 的软层顶面的反力分布形式同它的基底反力分布形式有相似之处,或者说是趋于一致的。这说明当 $h/B=0.2$ 时,基底的反力分布形式直接影响软层顶面的反力分布形式,即这时的应力扩散作用已相当少。

c. 另一直观的现象是当荷载增强时,板外点的反力值的增加速度逐渐降低,当荷载接近极限荷载时,板外点的反力值几乎不增加。究其原因,可以认为随着荷载的增加,在板底逐渐形成一较硬的块体,它的面积逐渐趋向于板宽范围,最后的荷载(极限荷载)也几乎只限于该范围内传递,这同 $h/B$ 有关, $h/B$ 越小,这种现象越明显。

d. 考察试验中双层地基压力扩散角 $\theta$ 随 $h/B$ 的变化情况。根据软层顶面压力盒所测

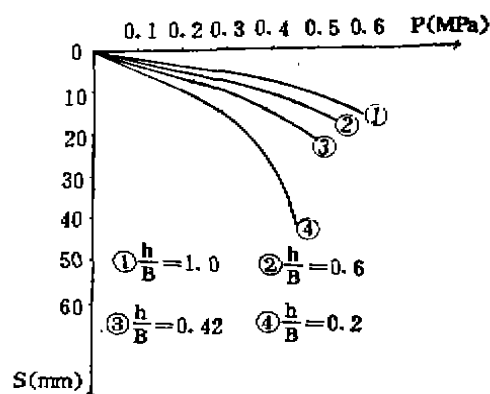


图6 P-S曲线

得的反力值,按公式(3)计算出各组的 $\theta$ 值。

当 $h/B=1.0$ 时,  $\theta=24.6^\circ$ , 破坏时 $\theta=19.4^\circ$ ;

当 $h/B=0.6$ 时,  $\theta=18.7^\circ$ , 破坏时 $\theta=14.5^\circ$ ;

当 $h/B=0.42$ 时,  $\theta=13.9^\circ$ , 破坏时 $\theta=10.1^\circ$ ;

当 $h/B=0.2$ 时,  $\theta=4.5^\circ$ , 破坏时 $\theta=2.3^\circ$ 。

对于 $1000 \times 2000$ 和 $2500 \times 3700$ 的情况,也将它们的面积换算为等效的正方形面积,按实测值对 $\theta$ 值作了计算,尽管这样换算并不十分恰当,但仍可说明一些现象。

$1000 \times 2000$ 组试验相当于 $h/B=0.3$ ,  $\theta=8.2^\circ$ , 破坏时 $\theta=6.1^\circ$ ;

$2500 \times 3700$ 组试验相当于 $h/B=0.12$ ,  $\theta=1.7^\circ$ , 破坏时为 $0.6^\circ$ 。

上面所计算的 $\theta$ 值一般比较小,这主要是由于上下两层的特性差别不明显的原因(它们的变形模量之比为1.6)。

$\theta$ 值的变化说明双层地基的应力扩散作用随 $h/B$ 的减小而减小,当 $h/B \leq 0.2$ 时,它的扩散作用已非常小。

当 $h/B=0.2$ 时,对于前二级荷载,地基无剪切破坏特征,这时无论从软层顶面的反力分布情况(注意板外点的增值现象)还是从 $\theta$ 值的变化情况来看(前二级荷载下的 $\theta$ 值很接近),双层地基的应力扩散作用仍可有效地发挥,这一特点对于上下层性质差异较大的双层地基,具有较大的使用价值。

综上所述,可以得出这样的看法:双层地基的承载力及压力扩散角 $\theta$ 值随厚宽比 $h/B$ 的增大而增加。当 $h/B \leq 0.2$ (通常认为 $h/B \leq 0.25$ )时, $\theta$ 值甚小,反映到地基承载力上则它的值提高很小。与此同时,软层顶面的反力分布同基底反力分布具有类似的形式,而在上层地基未产生冲切破坏前,尽管这时的应力扩散作用不大但仍能有效发挥。

## 双层地基压力扩散角值的推算

因试验结果只考虑了 $\alpha = E_1/E_2 = 1.6$ 的一种情况,为全面了解扩散角 $\theta$ 值的变化情况,作者用有限层法程序对 $\theta$ 值随 $\alpha = E_1/E_2$ 及 $h/B$ 的变化情况作了计算,如表2。计算按式(3)进行。所考虑的荷载形式为均布方形,软层顶面的压力值为该面上的144个点竖向附加应力的平均值。 $\alpha$ 为上下二层变形模量的比值。

由表2可以看出,扩散角 $\theta$ 值随 $\alpha$ 和 $h/B$ 的增大而增加。在 $\alpha$ 较小时( $\alpha < 3$ )和 $h/B$ 较小时( $h/B < 0.2$ ), $\theta$ 值甚小。对于 $h/B=0.25$ 的情况,可按表2作线性插值,得 $\alpha=1$ ,  $\theta=4.1^\circ$ ;  $\alpha=1.6$ ,  $\theta=5.5^\circ$ ;  $\alpha=3$ ,  $\theta=10.1^\circ$ ;  $\alpha=5$ ,  $\theta=12.8^\circ$ ;  $\alpha=10$ ,  $\theta=21.9^\circ$ 。

## 广义的双层地基概念

由表2可知,当 $\alpha=1$ 时,随着 $h/B$ 的增大扩散角 $\theta$ 值也随之增加,实际上 $\alpha=1$ (假设泊松比也相同)是均质地基,这可看作是双层地基的一种特殊情况,可把这种应力扩散称为“自然扩散”,说明地基应力扩散是地基固有的性质。

当 $\alpha > 1$ 时,即地基上下两层的性质有明显差异时,从表2可看出扩散角 $\theta$ 值随 $\alpha$ 和

		双层地基压力扩散角 $\theta$ 值				单位( $^{\circ}$ )	表2
$h/B$	$a$	I	1.6	3	5	10	
0		0	0	0	0	0	
0.2		2.8	3.6	6.7	9.2	18.9	
0.4		7.9	11.2	20.6	23.4	31.0	
0.6		12.8	17.6	24.7	27.2	33.3	
1.0		19.1	23.7	29.3	34.1	40.7	

$h/B$  的增加变得越来越明显,但由于实际工程中  $a$  和  $h/B$  不可能很大,加上双层地基破坏时  $\theta$  值的降低,  $\theta$  取值一般不超过  $30^{\circ}$ ,可把这种应力扩散称为“相对扩散”,也就是通常所指的狭义的双层地基应力扩散问题。

如果我们作进一步的推测,假设  $a$  很大(如  $a > 1000$ ),即假设双层地基的上层是由非常硬的材料构成,这时如果不考虑上层地基的破坏,可以推测荷载的传递全部由上层扩散,即这时的扩散角将接近于  $90^{\circ}$ ,可称为“绝对扩散”。实际上上面的假设可通过实际工程来说明,即把地基的上层用钢筋混凝土板来代替,这时  $a$  很大( $a > 1000$ ),即使  $h/B$  很小,它的“扩散作用”(实际上已变为由板的面积直接分散荷载)也可完全发挥。

把均质地基问题,一般的双层地基问题及一般的地基基础问题归入广义双层地基的范畴,使我们在考虑地基处理方案时能有一个比较全面的选择,尽量使方案经济、合理和有效。

## 结论

1. 从广义的双层地基概念出发,许多地基基础工程问题可比拟为双层地基问题考虑。
2. 双层地基的压力扩散作用随双层地基的模量比  $a$  和厚宽比  $h/B$  的增大而增大,当  $a \geq 3$  和  $h/B > 0.25$  时比较显著。
3. 在  $h/B < 0.25$  的情况下,只要双层地基的上层(硬层)不发生破坏,双层地基的应力扩散作用仍可有效发挥,这一点在  $a$  较大时有其显著的使用价值,但需慎重。

## 参考文献

- [1] “框架下筏式基础的反力及其在极限状态下的性状”,郭天强,研究生毕业论文,1988年。
- [2] M. J. Tomlinson (1963), Foundation Design and Construction SIRISAAC PITMAN and Sons LTD London.



# 振动沉管挤密碎石桩 处理可液化土的试验研究 —某楼粉土地基的处理

熊兴邦 祁希兴 邹秀兰

(中国建筑科学研究院地基基础研究所)

**[摘要]** 本文结合实际工程,对振动沉管挤密碎石桩处理新近沉积的可液化粉土地基进行了试验研究,文中提出了一个估计桩间土承载力增值的建议,列出了加速度,水平挤压力随距离的变化,可供参考。还对安全距离提出建议,该地基经过处理,桩间土承载力提高一倍,抗液化能力提高到9度以上,表明该法处理这类地基是很有效的。

## 概况

振动沉管挤密碎石桩是新近发展起来的一种处理软弱地基的方法,其国内发展历史不过十年时间左右,它与振冲法相比,对地基的加固作用有某些相同之处,它们都是在软弱地基土中形成密实碎石桩,与地基土构成复合地基,同时,对于可液化地基,通过预振效应和挤密效应,使地基土预液化,改善地基土的性能,提高其抗地震液化能力,据现有的报道,这种方法处理砂土、粉土、一般粘土和填土等,均取得了令人满意的效果。另外,从施工方面来看,振动沉管挤密碎石桩有更加优越于振冲法之处,此法的施工设备与工艺操作更为简单,特别是不带水操作,省去排泄大量泥浆,从而场地较为清洁,施工时桩位易于准确控制,施工顺利,工效高,造价低廉等等。

由于振动沉管挤密碎石桩法是近年来发展起来的一种新型地基处理方法,目前它在设计与使用上仍有许多问题需要研究,诸如,如何估算桩间土承载力的变化,桩土应力比,桩的工作机理,复合地基抗液化性能的评估,以及对临近建筑物的不利影响等等,另外,施工工艺也是直接关系处理效果的重要方面,为了有效的推进此法,作者结合实际工程就上述中的一二个问题进行了一些试验研究,本文就此作些探讨。

工程为一框架结构三层楼,由于楼顶将装有某些设备,设计者要求地基承载力为150 kPa,并且建设单位要求抗震设防按9度考虑,场地位于永定河冲积形成的河漫滩上,据现场勘察所揭示的地层,12米以内主要为粉土,地表下3.8~6.5米为一软弱层,标准贯入击数只有1.5~3击,承载力为80 kPa,6.5M以下承载力为110 kPa,根据标准贯入击数,室内外土工试验以及动三轴液化试验结果综合判定,当地震烈度为8度时,场地为中等液化;9度时,为严重液化,故,从承载力与抗震两方面都不能满足要求,从而对地基需要加固

处理。

具体土层分布简述如下：

(1) 人工填土：杂填土，层厚1.4~1.6m

(2) 粉土：褐黄或粉褐色，稍密，稍湿~饱和，软塑~可塑，含大量云母片、铁锰质及少量姜结石，有未压实的气孔及未腐烂的植物根，层厚3.4~4.8m，是一软弱层。

(3) 粉质粘土夹层：灰褐色，中密，湿~饱和，可塑状态，含大量云母片及铁锰质，层厚0.2~1.3m。

(4) 粉土：灰褐色，中密，湿~饱和，可塑，含大量云母片及铁锰质，少量姜结石及未腐烂的植物根，层厚1.4~3.3m。

(5) 粉质粘土：同(3)，层厚0.3~0.5m。

(6) 粉土：同(4)，层厚较厚。

地下水为潜水型，枯水期勘察地下水位为3.8m，丰水期地下水位为2.0m左右。

## 方案的设计

处理选用振动沉管挤密碎石桩，桩径( $D$ )采用 $\Phi 425$ ，等边三角形排列，原地基承载力 $R_s = 80\text{kPa}$ ，桩土应力比 $n$ 取2.5，处理后复合地基承载力 $R_{sp}$ 要求达到 $150\text{kPa}$ ，处理后若不考虑桩间土承载力的提高，则要求置换率 $m$ 为：

$$m = (R_{sp} - R_s) / [(n - 1)R_s] \quad (1)$$

式中：

$m$ ……置换率

$n$ ……桩土应力比

$R_{sp}$ ……处理后复合地基承载力(kPa)。

$R_s$ ……处理前天然地基承载力(kPa)。

则

$$m = (150 - 80) / [(2.5 - 1) * 80]$$

$$= 0.58$$

即桩的间距 $d_s$ 为：

$$d_s = D \sqrt{\pi / (4m \cdot \cos 30^\circ)}$$

$$= 0.425 * \sqrt{\pi / (4 * 0.58 * \cos 30^\circ)}$$

(2)

$$= 0.53(\text{m})$$

如此小的间距是不现实的，施工将是无法实施的。

如取间距 $d_s = 1.2\text{m}$ ，则相应置换率 $m = 0.11$ ，假定碎石桩体积全部为土体被挤密的体积，按平面问题取桩长 $1\text{m}$ 来考虑，每一桩所承担的加固面积为 $d_s \cdot \cos 30^\circ$ ，如此对这部分土体的孔隙比的改变 $\Delta e = m(1 + e_0)$ ，再考虑处理时地面的隆起或下沉，端部效应，以及桩身内土的渗入等，取一有效挤密系数 $\eta$ ，本处假定 $\eta$ 为0.65。

则：

$$\Delta e = \eta * m * (1 + e_0)$$

(3)

$$= 0.65 * 0.11 * (1 + 0.75)$$

$$= 0.125$$

查地基规范中承载力表, 对应土层处理前天然孔隙比 $e_0$ 与含水量 $w$ 附近, 当孔隙比改变 0.1 时承载力约改变 40kPa。由此推算, 处理后桩间土提高  $40 \times 0.125 / 0.1 = 50\text{kPa}$ , 则处理后复合地基承载力为:

$$R_{s,p} = [1 + m_i * (n - 1)] * R_s' \quad (4)$$

式中:  $R_s'$  ..... 处理后桩间土承载力 (kPa);  
 $R_s' = R_s + \Delta R_s$   
 $= 80 + 50$   
 $= 130\text{kPa}$   
 $m_i, n$  ..... 同式(1)

则:  $R_{s,p} = [1 + 0.11 * (2.5 - 1)] * (80 + 50)$   
 $= 151\text{kPa}$

此外, 碎石桩的形成, 一方面如上面的估算, 由于对桩间土的振动, 挤密效应, 土体内孔隙水被排出, 孔隙比减小, 土体重新固结, 强度提高; 另一方面, 碎石桩本身又是一个良好的排水通道, 它的存在有利于土层中超孔隙水压力的消散, 从而有效的增强土体抗液化的能力, 据国外的研究成果表明, 例如, 美国 Seed 教授经研究后认为: 当碎石桩桩径与桩距之比大于 0.25 时, 土层是不会液化的, 我国国内的科研成果也证明了这一点, 因此当取桩径  $\Phi 425$ , 桩距 1.2m 时, 径距比为 0.35, 大于 0.25, 从而土层是不会液化的。

综上分析, 对该工程采用如下方案: 碎石桩桩径  $\Phi 425$ , 正三角形布桩, 桩间距 1.2m, 即置换率  $m$  为 0.11。

### 振动加速度, 侧向挤压力与孔隙水压力测试

为了施工过程的控制, 又新建楼距原建筑物较近, 其突出部分距原楼外墙轴线距离为 6m, 最近的一排碎石桩距原外墙 3m, 还有其他设施距桩也很近, 为了保证已有设备的安全, 在施工正式开始前, 埋设了若干传感器, 进行了振动加速度, 侧向挤压力与孔隙水压力的测试, 各测点的布置如图 1 所示。

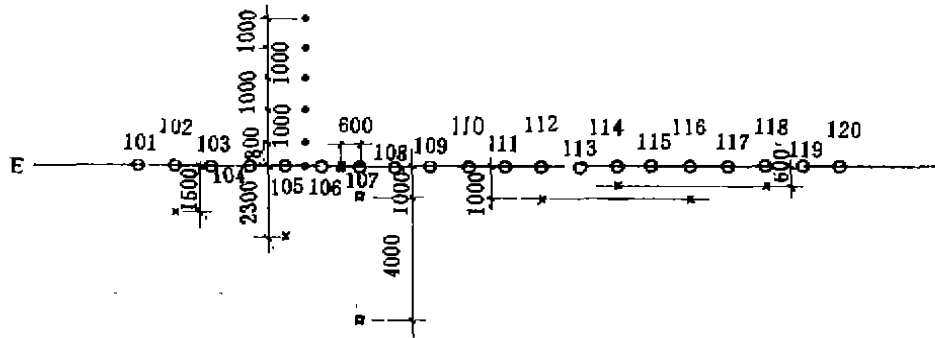


图 1 试验测试点布置图

注: ○ 碎石桩 · 孔隙水压力测点 □ 振动加速度测点 × 侧向土压力测点

1. 侧向挤压力

将压力盒受力面面向振源, 分别距桩中心0.6m, 1.0m, 1.5m, 2.3m共埋设6个压力盒, 见图1。

沉管过程中不断监测压力变化, 观察表明, 一般当沉管尖超过压力盒埋深0~1.0m时, 侧向水平挤压力最大, 成桩完成停止振动后, 压力减为最大值的1/3左右, 至24小时回到零, 拔管与反插时的压力值低于沉管时的最大值。

最大侧向水平挤压力随距离的变化示于图2。0.6m处的

挤压力是1.0m处的2.7倍, 1.0m处与1.5m处比较接近, 以外则降至15kPa左右, 这从一方面表明, 选取1.2m的间距, 具有较大的挤密作用,

## 2. 垂直振动加速度与水平振动加速度

如图1所示, 1#~3#共埋设四个加速度传感器, 其中1#点埋设了二个, 一个用于测水平方向加速度, 其他三个均是测垂直方向的, 埋深均为1.5m, 按图1的布置, 测试时最远的振源距1#点水平投影距离为7.8m, 最近为0.6m, 3#点距振源最远达11.0~12.0m

在每根桩成桩过程中, 连续观测四个传感器的变化, 当沉管时, 下沉深度与传感器埋深相同时, 加速度达到最大值, 以后逐渐减小, 拔管与反插时的加速度远小于成孔时的值, 大约为成孔时的1/3~1/4, 图3为最大振动加速度随水平距离的衰减, 水平方向的加速度稍大于垂直的, 从图3可见, 1m范围内较大, 距振源2.0~3.0m已降到0.2g, 6.0m以外以低于0.1g, 通常认为衰减

按指数规律, 但拟合的结果表明双曲线相关性较好。

$$\text{垂直加速度: } a_v = 0.0150 + 0.3633/L \quad (5)$$

$$\text{水平加速度: } a_h = 0.0016 + 0.5611/L \quad (6)$$

式中:  $L$ ……与振源的距离(m)

在式(5)、(6)中,  $a_v$ 、 $a_h$ 与 $1/L$ 的相关系数分别为0.997与0.993, 方程的标准差为0.0129g与0.0603g

当处理场地附近有某些设施时, 若该设施允许的加速度为 $a$ , 可考虑水平加速度与垂直加速度的迭加, 根据式(5)、(6)推导出施工安全距离,  $L$ (单位: m)

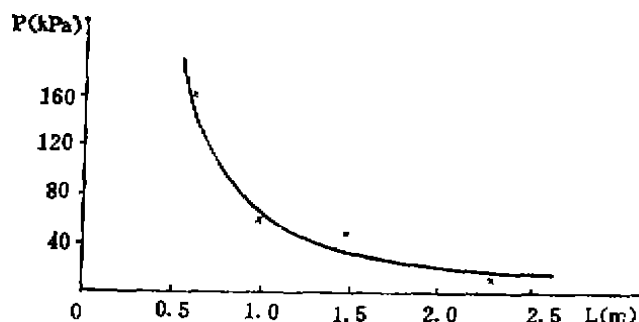


图2 最大侧向水平挤压力随振动距离衰减曲线

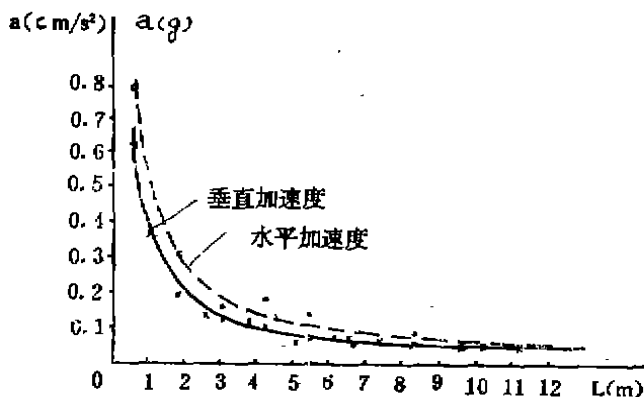


图3 振动加速度a随水平距离L衰减曲线

$$L > 0.6727 / (a - 0.01) \quad (7)$$

式中:  $a$ ……该设施允许的抗震加速度(单位:  $g$ )

### 3. 孔隙水压力

集中埋设了6个孔压传感器,位置示如图1,均埋设在4.5m深处,成桩过程中,连续观测超孔隙水压力的变化,图4展示了不同距离处超孔隙水压力峰值,  $\sigma_z$ 为测头埋深处的上覆土自重,从土中可见,液化半径约为1.5m左右,在此范围内,成桩时超孔隙水压力增至上覆土的压力,土体液化,观察表明,成桩过程中附近碎石桩作为超孔隙水压力的良好排水通道,有大量孔隙水(带较细土颗粒)排出,促进了地基土超孔隙水压力的消散;停止振动后1个小时,孔压消散为液化压力的56%,6个小时后,孔压消散为液化压力的25%,消散规律如图5所示。

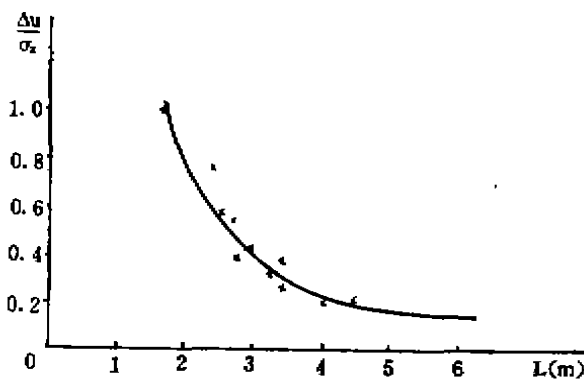


图4 不同距离处孔隙水压力峰值曲线

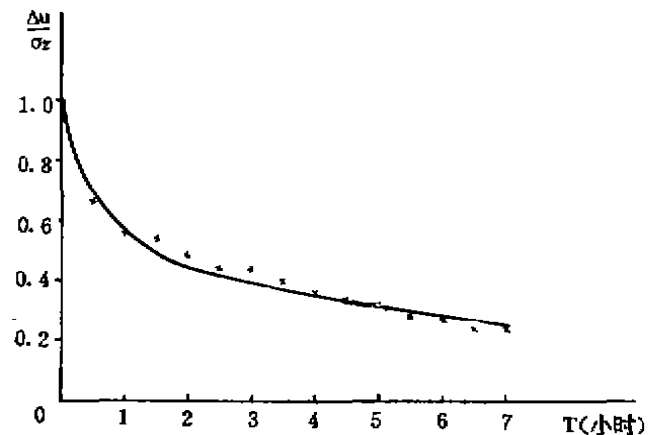


图5 孔隙水压力消散曲线

## 施工概况

施工机械采用DZ-60Y型振动沉管打桩机,振动马达30kW,振动频率为16Hz,密实电流为40~45A,成孔速度控制在每分钟1.0~2.0m,沉管直径为377mm,桩尖为三瓣式活动管靴,石料选用5~30mm规格的碎石,并掺入20%的中粗砂以提高桩身的密实度,沉管一次下到设计深度后,投料然后拔管,边振动边反插,鉴于该工程基宽3.0m,基低埋深2.8m,而3~6m深处土层较软弱,该层又是主要持力层,因而在该层增加反插次数,一般不少于2~3击,使该段桩径有所扩大,成桩的顺序,原则上是由外向内,具体施工中考虑机械行走的方便,实际上是先在周围打设3~6排,然后再顺排进行。

施工过程中,在碎石桩中出现喷砂冒水现象,形成一个个小的土堆,形如小火山堆,随之,孔口及其附近地面下沉,由于施工是顺长轴方向进行的,在距施工轴线5.0~6.0m范围内,地表有肉眼可见的裂缝出现,裂缝平行于轴线,处理结束后,整个场地下沉,经水平仪观测,场地平均下沉250mm,从宏观上反映了对地基有很好的振密效应。

鉴于场地附近有一旧楼,结构形式采用框架体系,天然地基,长度与拟建楼相同,考虑到上述测试结果与施工时地表开裂及下沉的情况,为保证旧楼的安全正常使用,一方面

将处理场地靠近旧楼的突出部分改用其它处理措施,使碎石桩距旧楼最近距离拉开到8.5m;另一方面,对旧楼进行沉降观测。观测使用N3精密水准仪。观测结果表明,最大附加沉降5.44mm,平均3.05mm,倾斜率为1.4/10000,远小于规范的允许值,也未发现其它任何不利影响。

## 效果检验

检验采用原位测试结合室内土工试验进行,标准贯入勘测孔3个,每1m做标贯一次,取土勘测孔3个,每一米取原状土1个,碎石桩用重型(Ⅱ)动力触探,共检测了2根。

室内土工试验结果表明,处理后的各层土的工程性质均有较大改善,孔隙比减小,压缩系数降低,土体强度有明显的提高,处理前后孔隙比 $e$ 及压缩系数 $a_{1-2}$ 对比见图6,图7,

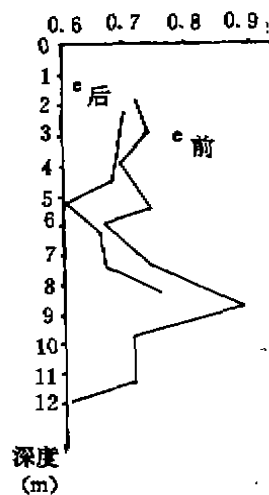


图6 各土层处理前后孔隙比对比

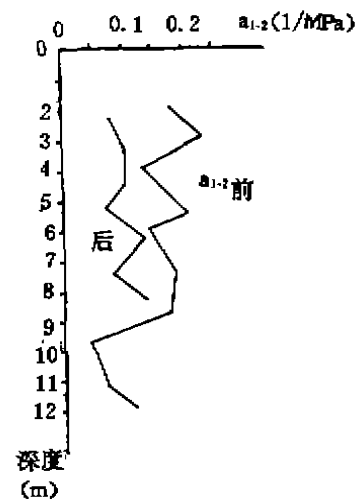


图7 各土层处理前后压缩系数对比

还应说明的是,粉土在取样运输过程中,原状土易受扰动,水分析出,土样密度增大,针对此现象,曾在现场做了些含水量与密度的试验,并与室内试验结果对比,处理前的土样,对比结果表明,含水量差值为2~3%,干密度差值达 $0.09\sim 0.17(\text{g}/\text{cm}^3)$ ,平均 $0.14(\text{g}/\text{cm}^3)$ 。而处理后的这种差值规律性不强,不能明显表明运输的影响,一般,图中给出的处理前的 $e$ 、 $a_{1-2}$ 偏小,尽管如此,仍能明显反映出处理的效果。

处理后的标准贯入锤击数 $N$ 提高较多,根据《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)、《建筑抗震设计规范》(GBJ11-89),按标贯击数以及结合粘粒含量综合判断,场地处理后,其承载力和抗液化能力均大大增强。计算表明:场地处理后液化层内标贯击数 $N$ ,均大于设防烈度为9度的标准贯入击数的临界值,见图8。其液化指数平均值为1.28,合乎规范要求。

以现场试验结果为主,结合室内试验,综合确定处理后桩间土的承载力为 $16(\text{kPa})$ 。

碎石桩桩身用重型(Ⅱ)动力触探检测的动力触探击数曲线见图9,触探结果表明,在

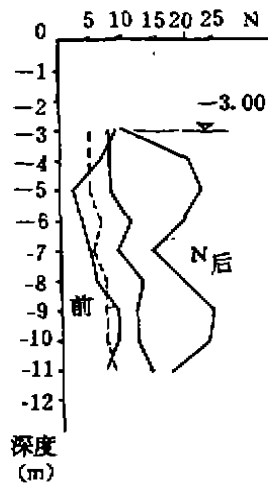


图8 各土层处理前后标贯击数对比

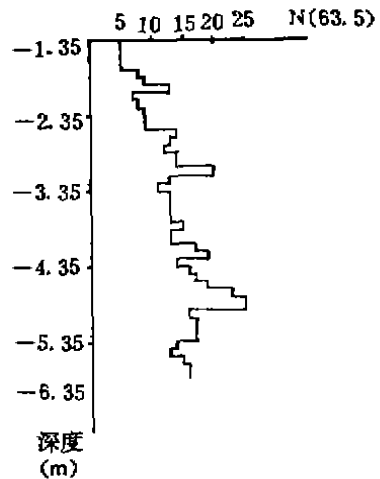


图9 碎石桩重型(II)动力触探击数(N63.5)

主要持力层范围内触探击数N(63.5)在13击以上,表明碎石桩是密实的。

计算复合地基承载力 $R_{sp}$ :

$$R_{sp} = [1 + m \cdot (n - 1)] \cdot R_s'$$

式中符号的意义同前  $R_s'$  为处理后桩间土的承载力,考虑处理后桩间土承载力较高, $n$ 取为2.0。

则:

$$R_{sp} = [1 + 0.11 \cdot (2.0 - 1)] \cdot 160 = 178 \text{ kPa}$$

超过设计要求

### 结论与建议

1. 对于新近沉积、饱和、较松软的粉土层,采用振动沉管挤密碎石桩法处理,是一种很有效的方法,它可大大提高地基土的承载力和抗液化的能力,具体针对本次试验的土层,当采用桩径 $\phi 425$ ,桩间距1.2m,正三角形排列时,桩间土承载力约可提高1.0倍,抗液化能力提高到9度。
2. 当采用振动沉管挤密碎石桩处理地基时,建议按下式来估算桩间土的承载力的增值 $\Delta f$ 。

$$\Delta f = \eta \cdot m \cdot (1 + e_0) \cdot 10 \cdot \Delta f_0$$

式中:

$m$ ……碎石桩的置换率;

$e_0$ ……土层的天然孔隙比;

$\Delta f_0$ …… $e$ 每减小0.1时承载力的增值,可使用《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)附录五来确定,如粉土,按天然含水量 $w$ 与 $e$ 查表,计算 $e_0$ 附近 $e$ 变化0.1时增值, $\Delta f_0$ 约为10~50kPa,粘性土则按 $e$ 与液性指数 $I_L$ 查找, $\Delta f_0 = 10 \sim 45 \text{ kPa}$ ,对于饱和的淤泥和淤泥质土, $\Delta f_0$ 为相应于含水量减少4%时的承载力增值,按含水量查表,大约 $\Delta f_0 = 4 \sim 10 \text{ kPa}$ ;

$\eta$ ……有效挤密系数。视处理时地面变形,端部效应与桩身内土的渗入情况取值,也与土质条件有关,当地面下沉时取大值,隆起取小值;松散粉细砂取大值,饱和粘性土取小值,一般 $\eta < 1.0$ 。本例中 $\eta = 1.0$ 。

(以上建议的 $\Delta f_0$ 、 $\eta$ 今后应通过一系列试验及工程实践来验证,以便提出系统的参数值表供处理设计时采用)

3. 从水平挤压力、加速度与孔隙水压力测试数据证实,振动沉管挤密碎石桩对桩间土的挤密作用,最大发生在成孔过程中,拔管与反插过程中的挤压力都小于成孔时,从这些观察也表明,对本次试验的土层,采用间距1.2m,是经济合理的。

4. 当拟处理场地附近有已建设施时,采用振动沉管挤密碎石桩处理地基,应注意处理过程中对临近建筑物可液化地基的振陷影响,本文测试结果可具体估算其影响。一般情况下,应有一定的施工安全距离,施工时应注意观察地表开裂情况,临近重要设施应进行沉降监测。作者分析沉降资料后认为,安全距离应约等于处理深度,一般8~10m以外为好,此时水平与垂直振动加速度均已降低到0.1g以下。



# 土动力学研究进展\*

陈生水

(南京水利科学研究所)

## 前言

60年代初期,我国学者黄文杰、汪闻韶<sup>[1][2]</sup>率先发表了有关饱和砂土地基及土坡液化稳定分析的学术论文,标志着土动力学这门学科的兴起。1964年日本新潟、美国阿拉斯加、1976年我国的唐山地震以及海洋工程等诸多实践课题促进了该学科的迅速发展,使其在国民经济建设中发挥着愈来愈大的作用。本文就笔者比较熟悉的几个问题谈一谈土动力学的研究进展及其在工程实践中的应用。由于学识所限,不妥之处请指正。

## 土体动态特性的试验研究

土体动态特性的研究是土动力学的基础,工程实践促进了土动力学试验的发展,使人们对循环荷载下土体的变形机理有了愈来愈深刻的认识。

### (一) 常规动力试验

早期的土动力学试验大多是在控制动应力的单向振动三轴仪或动单剪、扭剪仪上进行的,即将一定强度的动应力施加到一定密度、结构、静力状态和应力历史条件下的试样上,研究土体的孔隙水压力增长、变形的发展以及土体的动强度特性。研究表明<sup>[3]</sup>这种试验方法得出的结果不仅由于仪器本身的不足而与实际问题存在较大的差别,而且受试样的制备方法、应力应变历史以及时间效应的影响较为明显,试验成果的变化范围较大,从而使其应用受到限制。近年来,国内外许多研究工作者已注意到了这一问题,转而采用控制动应变的试验方法来研究土体的动态特性。他们对试样施加控制的动剪应变,模拟水平剪切波的作用来研究不同应变条件下土体的孔隙水压力发展及应力的变化。显然,由于土体孔隙水压力的变化紧紧相关于其剪应变,从而大大减小了制样方法,应力历史等诸多因素对试验成果的影响。值得一提的是,若在不排水条件下测定砂土抗液化强度之前对试样施加小的剪应变并且允许排水,将使其抗液化强度增大,而大的周期剪应变能引起抗液化能力的减小。1961年,汪闻韶首先开展了这方面的研究工作并取得了十分有意义的结论<sup>[3]</sup>。70年代末,日本学者Ishihara及其同仁对此种所谓的“预剪”效应进行了广泛的研究<sup>[4]</sup>,提出了预剪的有益和无益的判据。他们认为,相态转换线以内的有效应力路径是有益的,相态转换线以外的有效应力路径的预剪则是无益的。比较一致的看法是,较小的预剪应变使

\*注:本文为中国科协首届青年学术年会卫星会议,首届岩土力学与工程青年工作者学术讨论会水平发展报告之一

土体的侧压力系数  $K_0$  增大, 颗粒接触有小的变动, 使现有的结构趋向稳定, 从而提高了砂土的抗液化能力。尽管这方面的研究已取得了较为显著的成果, 但由于目前土动力学研究整体水平所限, 在实际工程应用时, 常常将有益的预剪作为安全储备而不予考虑。

## (二) 复杂应力条件下土体动态特性研究

1971年的美国旧金山地震, 使许多工程产生较大的变形甚至失事, 而事后的单向振动试验得出的坝体沉量显著小于现场实测值, 然而却与数值分析结果十分接近。这一现场的产生使得人们不得不对土体的动态特性进行更为深入的研究。研究表明, 在多向地震波及海洋波浪作用下, 土体中极有可能出现复杂的应力路径, 如土石坝中主应力轴的左右偏转、海底土层中主应力轴的连续旋转等。然而常规的动力试验应力路径与土体实际所经历的应力路径存在较大的差异(见图1)。研究资料表明, 土体在旋转剪切作用下将产生可观的塑性变形, 不排水条件下体积压缩的趋势转换成有效应力的降低, 从而加大了无粘性土液化的可能性。因此, 常规的动力试验过高地估计了无粘性土的抗液化能力, 使得工程建筑物失事的风险增加。

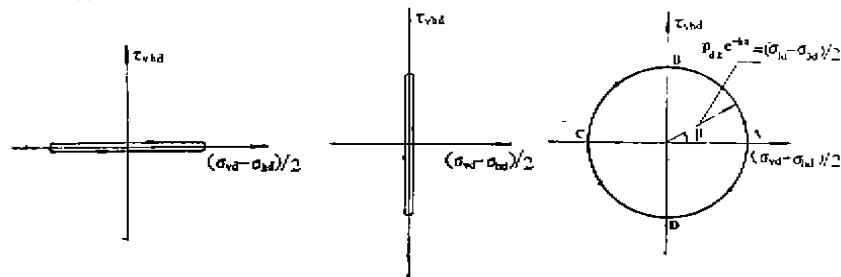


图1 试验应力路径

(a) 常规动三轴

(b) 常规动扭剪

(c) 波浪引起的主应力轴旋转

早在70年代中期, 英国学者Wood在运用真三仪对Kolin粘土的变形特性试验研究中发现, 当应力路径为 $\pi$ 平面上的圆周时(对于屈服面符合Mises准则的材料, 这是一典型的“中性变载”), 粘土产生了相当明显的塑性变形。80年代初期, 英国学者Symes采用Ham砂作了三组控制动应力轴偏转的试验, 揭示了即使动偏应力差保持不变, 动主应力轴的偏转同样可以引起显著的孔隙水压力增加。当然, 对动主应力轴连续旋转条件下无粘性土动态特性较为系统的试验研究还应首推日本东京大学Ishihara教授及其同仁。自1983年以来, 他们利用自己研制的空心柱扭剪动三轴仪, 成功地实现了动主应力轴的连续旋转, 取得了一系列的试验成果<sup>[6]</sup>, 从图2给出的四种典型非比例加载试验结果可以看出, 在保持动偏应力值不变的条件下, 不同应力路径的试验结果存在较为明显的差异, 主要结论可归纳为: 1. 主应力轴旋转条件下土体受剪所引起的剪应变明显大于主应力轴固定受剪所引起的剪应变, 砂土的抗液化强度将降低30%左右; 2. 应力空间中三个主应力值保持不变时, 主应力轴旋转仍可使土体产生明显的塑性体积变形; 3. 具有各向异性初始结构的砂, 其变形特性明显地相关于主应力轴旋转的方向。近年来, 我国清华大学周景星教授及其合作者<sup>[6]</sup>也成功地实现了动主应力轴旋转的自动控制实验条件, 针对砂土进行了不同初始应力条件、不同动偏应力下的动主应力轴旋转自动控制试验及相应条件下的常规动扭剪试验, 得到了与Ishihara等人相似的结论。无疑, 上述研究成果大大促进了土动力学的发展, 为今后在

工程设计中全面计入动主应力轴旋转这一重要因素提供了试验基础。

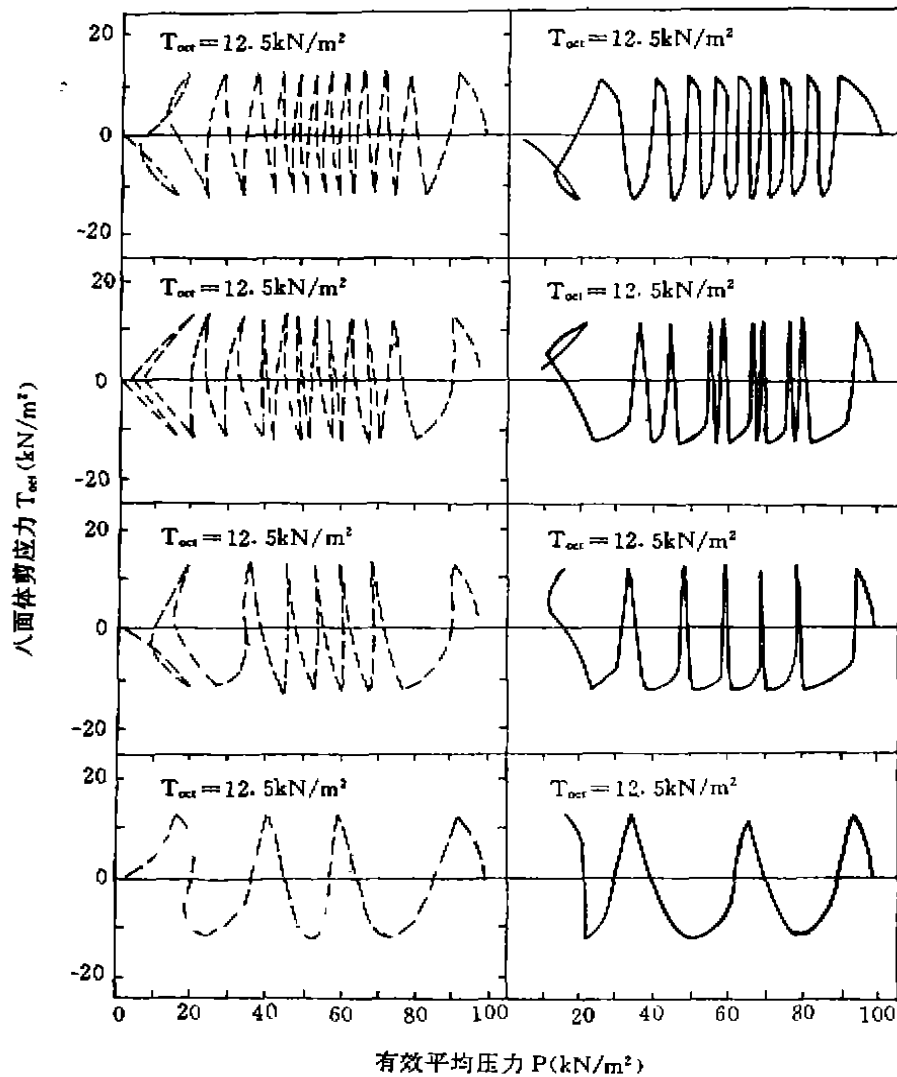


图2 四种典型应力路径反应

--- 试验值                          — 预测值  
 (自上而下: 90°-270°循环、十字交叉、椭圆及圆形路径)

## 土动力学基本理论的研究

试验研究的逐步深入较为深刻地揭示了土体在循环荷载作用下的变形机理,使得土动力学基本理论的研究应运而生,工程实践的需要及电子计算技术的迅速发展,为土动力学基本理论的研究提供了广阔的天地。

### (一) 粘弹性理论

自美国学者 Seed 1968年提出用等价线性方法近似考虑土的非线性以来,线性粘弹模型已有了较大的发展。按照我们的看法,一个相对完整的粘弹性模型应该包含4个经验公式:1. 平均剪切模量 $G$ ; 2. 阻尼系数 $D$ ; 3. 永久体积应变增量 $\Delta\varepsilon^p$ 及永久剪切应变增量 $\Delta\gamma^p$ ; 4. 当饱和土体处于完全不排水及部分排水条件下,还须给出孔隙水压力的增长和消散模型。另外还需考虑一个统计循环荷载次数的方法。关于 $G$ 和 $D$ 的确定方法目前主要借用Hardin-Drnevich的双曲线理论及Ramberg-Osgood理论,也有一些学者根据试验资料直接归纳出其经验公式。研究已经表明,各种公式之间的差异不是很大,鉴于粘弹性模型本身是一种近似方法,在这方面再做过细的工作似无多大必要。值得一提的是,由于上述经验公式大多来自于单向振动试验结果的归纳,因此对于多向地震波作用下动压应力及动剪应力的共同作用难以考虑,但这一因素对 $G$ 的影响可达100%。

Martin等人<sup>[7]</sup>根据等应变反复单剪试验结果,提出了循环荷载作用下永久体积应变的增量公式。公式中包含两个变量,一个是动应变幅值 $\gamma_d$ ,另一个则是永久体积应变全量 $\varepsilon_p$ ,后者实际上是荷载历史的反映。其后,日本学者八木、大冈、石桥分别由等应力动单剪试验及扭剪仪各自提出了计算永久体积应变增量的经验公式。至于永久剪切应变增量公式则很少有人提出,笔者曾根据循环三轴试验结果建议了一组计算堆石料的永久体积应变及剪切应变增量的公式。并结合进相应的有限元动力分析程序用于分析计算了堆石坝的地震永久变形<sup>[8]</sup>。

孔压模型是饱和砂土振动液化研究的关键,目前为止,各国学者根据自身的试验资料提出的模型已为数不少,它们大体上可分为:1. 应力孔压模型; 2. 应变孔压模型; 3. 能量孔压模型; 4. 有效应力路径孔压模型; 5. 内时孔压模型。应力孔压模型由于无法解释土体的反向剪缩特性而受到批评,而应变孔压模型较之于其他模型由于物理意义更为简单明确,且可以直接和动力分析中的应变幅值联系起来而倍受重视。这方面比较有代表性的是汪闻韶<sup>[2]</sup>和Martin等人<sup>[8]</sup>的研究成果,他们将不排水条件下的孔压与排水条件下体积变化相联系,分别给出了如下的表达式

$$\Delta U = E_u \Delta \varepsilon_p \quad (1)$$

$$\Delta U = E_c \Delta \varepsilon_p \quad (2)$$

式中的体积回弹模量及压缩模量是两种试验条件下的转换系数。显然,式(2)形式上可能较式(1)合理,这是因为当土体屈服后,再用回弹模量来推求体积应变变化引起的孔隙水压力变化似乎不符合弹塑性理论的基本概念。当然,它们在概念上的矛盾为不同试验方法下作者们定义的试验参数所部分调和。

统计等价循环荷载的次数不外乎以下三种方法:1. 采用危害累积量等同的原则; 2. 按应力累加量等同的原则; 3. 按应变累加量等同的原则。以上三种方法第一种似乎只适用于动力稳定分析,这是因为它本来就是从极限平衡理论出发的。第二种方法不及第一种方法合适,这是因为塑性应变是颗粒间滑移的结果,塑性体积应变与剪应变总是同时发生,已有的试验资料表明,采用应变幅值作为变量后,孔隙水压力与其之间将存在唯一关系,而与试样制备的方法及相对密度无关。

尽管粘弹性理论还存在多方面的不足,但它毕竟是试验结果的归纳,形式上也比较直

观简单, 经过适当的处理和改进后结合进有限元动力分析程序, 同样可以计算出循环荷载作用下土工构筑物的永久变形及孔隙水压力的平均发展过程。

## (二) 弹塑性理论

众所周知, 循环荷载下土体的变形特性更接近塑性滞回体, 粘弹性理论将本属于塑性性质的变形当作粘性项处理是不合实际的, 而早期的弹塑性数值模型大多属于加工硬化型, 假定土体在屈服面内是弹性的, 不适用于循环荷载情况, 这是因为许多试验资料表明应力路径在屈服面内仍然产生不可恢复的塑性变形。为此, Prager 等人引入了运动硬化理论。但 Mörz 认为简单的运动硬化理论并不能合理地反映循环荷载下土体的实际性状, 因而进一步提出了多组合的运动硬化理论。80年代初, Baladi 等人在等向硬化模型基础上, 建议了一个所谓的“收缩屈服面模型”, 他们假定帽子型屈服面在加载时能扩大, 卸载时屈服面按某种规则发生收缩, 再加载时又进入塑性区, 从而在循环荷载的多次加载时, 土体都将出现永久变形和孔隙水压力的增长。在这方面的研究中, Ghabonssi, Prevost, Iwan, Pender 以及左滕忠信等人也曾作过较大的贡献<sup>[9]</sup>。由于这些模型较为复杂, 而且在具体应用时常常遇到难以克服的困难, 使得人们不得不努力寻求更为简单的理论。80年代初期, 美国加利福尼亚大学 Dafalias 等人在 Mörz 加工硬化模型场的启发下, 首先提出了边界面塑性理论, 在此基础上建议了一个零弹性域边界面模型<sup>[10]</sup>, 该模型的关键在于较为成功地定义了模量函数(应力状态至其边界面上投影点的距离), 标定了模量因子。值得指出的是, 大多数土具有显著的非线性, 尽管弹性应变作为变形中的可恢复部份自始至终存在, 但人们几乎很难指定一个区域在其内加载或卸载时不产生塑性变形, 因此零弹性域边界面模型不但使描述循环荷载下土体的弹塑性模型本身变得较为简单, 重要的是它客观地反映了土体的主要应力应变特性。

正如本文第一部分所述, 近代试验土力学深刻揭示了土在非比例加载下的重要变形特性, 也暴露了经典弹塑性理论在描述中性变载、旋转剪切应力路径下土体变形时的无能为力<sup>[11]</sup>。为此, 80年代中期, 加利福尼亚大学 Dafalias 提出了边界面低塑性(Hypoplasticity)理论, 即应力增量与应变增量的非线性理论。考虑到引入增量非线性将增加数值积分的困难, Dafalias 将这种非线性限定在流动法则与应力增量方向的相关性上。1989年, Wang Z. L.<sup>[12]</sup>在加利福尼亚大学攻读博士学位期间发展了这一理论, 建议了一个描述砂土液化的数值模型。该模型采用沿应力路径切线方向延伸投影的方法, 在破坏面上确定一个投影点及相应法线方向 $\hat{n}$ , 然后假定流动方向在边界面法线方向 $\hat{n}$ 与这一投影点方向之间, 其具体位置可由一试验标定的参数确定(见图3)。其塑性应变增量的表达式为

$$\Delta \underline{\varepsilon}^P = \left( \frac{1}{H_r} \underline{n}_D + \frac{1}{3K_r} \underline{I} \right) (p \Delta \underline{r} : \underline{n}_N) + \left( -\frac{1}{H_b} \underline{r} + \frac{1}{3K_b} \underline{I} \right) h(p - p_m) \langle \Delta p \rangle \quad (3)$$

式中:  $H_r$ 、 $K_r$ 分别是相关于偏应力增量的塑性剪切和体积模量函数,  $H_b$ 、 $K_b$ 则是相关于球应力增量的塑性剪切和体积模量函数。 $\underline{r} = \underline{s}/P$ ,  $\underline{s} = \underline{\sigma} - P\underline{I}$ ,  $\underline{n}_D = N_D |N_D|^{-1}$ ,  $N_D = Z_D \hat{n} + (1 - Z_D) \hat{n}$ ,  $\underline{n}_N = N_N |N_N|^{-1}$ ,  $N_N = Z_N \hat{n} + (1 - Z_N) \hat{n}$ 。作者将这一模型的预测结果与多种无粘性土的非比例加载试验作了比较, 得到了令人满意的结果(见图2)。随后, Li X.S.<sup>[13]</sup>将 Wang Z.L. 建议的模型结合相应的有限元程序, 同时他还考虑了多向振动效应, 数值分

析得出了与台湾某工程实测资料较为接近的结果。需要指出的是, Wang Z.L. 建议的数值模型至少有如下问题值得商榷: 1. 式(3)并未将塑性形状变形及体积变形分开, 这是因为  $\eta_D = f(S_{i_1}, S_{i_2}, S_{k_1})$ , 并不是偏应力的一次函数, 因而式(3)中的第一项包含了塑性体积变形。2. 式(3)中的第三项反映当存在初始偏应力时, 球应力  $p$  的变化可引起塑性偏应变, 但当  $p$  减小时将得出塑性形状应变为零的结果, 这显然是不合理的。事实上, 当  $p$  减小时 (即孔隙水压力增大) 在  $p-q$  平面上的摩尔圆将逐步靠近破坏线, 即产生明显的塑性形状变形甚至破坏, 3. 模型的参数较多且确定较为复杂, 一些参数还难以由常规试验标定, 从而使其推广应用受到限制。

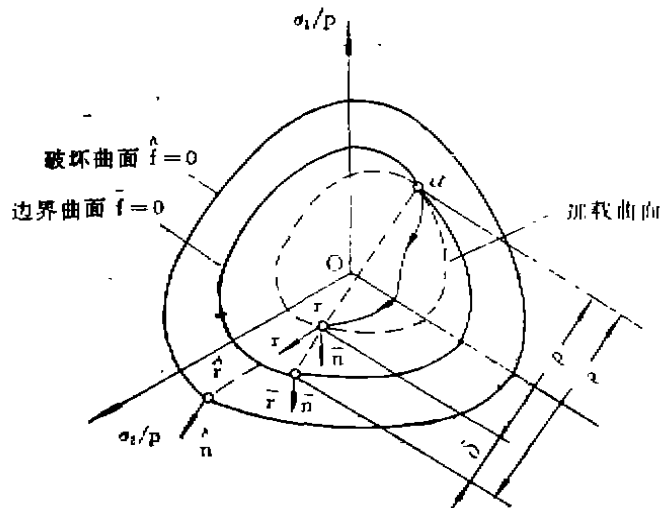


图3 边界曲面偏量法向  $\bar{n}$  与破坏面上切线投影点处偏量法向  $\hat{n}$  (Wang等, 1989)。

80年代初以来, 国内在土动力学基本理论的研究方面同样取得了长足的进步, 1980年, 沈珠江就提出了驱动应力及应力协同度概念。1989年他发展了原来的思想, 在借用理性力学及内时理论中的减退记忆原理、老化原理的同时, 提出了塑性应变的惯性原理、协同作用原理及驱动应力等新概念, 在此基础上建议了一个反映砂土在循环荷载作用下的广义弹塑性模型<sup>[14]</sup>。数值模拟与多种应力路径下试验结果的对比表明了其合理性。谢定义及其同仁经过多年的不懈努力, 建立了饱和砂土的瞬态动力学理论体系<sup>[15][16]</sup>。该理论体系的一个重要特点是将循环荷载下饱和砂土的应力、应变、强度及破坏视为一有机联系的发展过程, 并针对这一过程的不同点提出了反向剪缩、空间特性域、时域特性段及瞬态模量场具有理论和实际意义的新概念, 开辟了对动强度变形瞬态变化过程进行定量分析的新途径。工程力学研究所刘颖等人<sup>[17]</sup>在对循环荷载作用下饱和砂土极限平衡条件和液化过程研究的基础上, 认为其抗剪强度由与动变形速度成比例的粘滞力和与法向应力成比例的摩擦力组成, 并建议了可用于饱和砂层地震稳定分析的强度理论。近年来, 钱家欢及其领导的研究小组在土体动力固结的理论与实践方面也取得了令人瞩目的成果<sup>[18]</sup>, 他在总结国内外强夯法加固松软地基的基础上, 通过室内动力固结试验, 提出了可用于强夯法加固地基的动力固结理论, 然后用不同数值方法分析计算了多个工程强夯后地基中的应力、孔

隙水压力及变形,并与原型观测资料进行了比较,给出了可供强夯加固地基设计应用的图表。吴世明等人<sup>[19]</sup>将土骨架视为弹性多孔连续介质,建立了饱和粘土在任意荷载作用下的一维固结理论,并对正弦波形、矩形波形、三角波形及梯形波形等多种循环荷载作用下固结方程的解和土层沉降计算式进行了详细推导。最后,他对浙江肖山粘土的固结试验资料和理论分析结果进行了对比,取得了令人满意的结果。

## 土动力学基本理论与工程实践

任何学科必须在工程实践中发挥作用才能显示出生命力,土动力学也无不如此。迄今为止,各国学者提出的土动力学研究成果已成功地解决了许多工程问题。下面笔者拟就以下几方面谈一下土动力学在土工实践课题中的应用。

### (一) 液化稳定分析

早期的土工构筑物抗震分析主要是采用拟静力法校核其稳定性。然而,工程实践表明该方法存在严重不足。典型的例子是密云水库白河主坝在唐山地震中的失事。该坝在设计时曾用拟静力校核过其抗震稳定性,而实际上却在远低于设计烈度的地震作用下发生了滑坡。研究表明,白河主坝保护层的滑落地震惯性力并不是关键因素,而主要是由于在地震荷载作用下斜墙保护层砂卵石料发生振动液化所致。因此在对土工构筑物进行抗震稳定分析时必须确定液化区存在范围且合理估价其对土工构筑物稳定性的影响。然而,液化区的确定方法是一个较为复杂的问题,对于简单的水平自由场地情况,目前抗震规范中仍采用液化调查而得的经验公式,而对于土石坝由于没有足够数量的震害资料,而且其问题也远比简单水平自由场地复杂,采用经验方法难有所为,从而使得总应力法及其后的有效应力法应运而生。

总应力法由于众所周知的不足而逐步失去其作用。1976年,加拿大学者 Finn<sup>[20]</sup>等人首先推出了可用于地基水平振动的一维问题有效应力分析方法,随后许多学者对发展这一方法都曾有重要贡献,从而使其在工程实践中得以广泛应用。我国学者沈珠江、徐志英、周健等人在 Finn研究成果的基础上提出了二维、三维问题的有限元计算方法<sup>[21][22]</sup>。最初该方法是针对不排水系统,后来又将动力反应分析与Boit固结理论结合起来,使其可同时考虑振动孔隙水压力的增长和消散。这套计算方法在用于对海城地震中石门岭水库土坝上游坝壳的滑动、唐山、丰南地震中密云水库白河主坝斜墙保护层砂卵石的滑动之失事原因分析中发挥了作用,取得了令人满意的结果。符圣聪等人<sup>[23]</sup>用 Iwan 模型表示土在循环荷载下的应力应变关系,显式差分求解动力方程组,用半波法分析计算了唐山地震时北京通县西集地区两个典型场地的液化问题,得出了与场地宏观现场相符合的结果,从而合理地解释了该两个场址地震效应的所谓“异常”现象。

### (二) 土石坝永久变形分析方法

土石坝永久变形分析是60年代中期兴起的一个研究课题,它大体上可分为“滑动体位移法”和“整体变形法”。

#### 1. 滑动体位移法

1965年,美国学者Newmark基于极限平衡理论,提出了一个用于评价土石坝地震永久

变形的简化分析方法<sup>[24]</sup>。他假定每一个可能的滑动体相对于坝基的永久位移是地面运动的一些个别脉冲期间所发生位移量的总和,当坝体某一点的加速度超过材料的屈服加速度时,沿破坏面就会发生滑动,滑移量的大小可通过加速度历时曲线的二重积分求得。随后, Makdisi和Seed<sup>[26]</sup>发展了这一方法,他们考虑了坝体的非刚体性,运用剪切梁或有限单元法求得坝体的动力反应加速度,并通过一定数量的算例给出了可供估计30—60m高土石坝地震永久变形的图表。日本学者渡边启行<sup>[26]</sup>根据日本堆石坝施工、设计和科研工作经验,提出了堆石坝地震永久变形与地震加速度及等效周数的经验关系。笔者<sup>[27]</sup>基于Newmark“滑块”原理,给出了一个可用于计算强震区域面板堆石坝及心墙堆石坝的永久变形方法。值得一提的是,对滑动体位移法进行较为全面研究的还要数美国学者William<sup>[28]</sup>,他在评述前人计算土石坝地震永久变形方法基础上,提出了一个独立的永久变形分析方法,其基本点是通过逐步积分法进行动力反应谱分析,该方法假设破坏发生在界限明确的滑动面上,在破坏应力范围以内材料表现为弹性,超过屈服加速度则发展为完全塑性,屈服加速度由拟静力法求得。该方法特别强调地震过程中筑坝材料抗剪强度降低对永久变形的重大影响。最后,William运用其建议的方法预测了委内瑞拉Guri主坝和La Honda坝的地震永久变形,预测结果与Newmark, Makdisi—Seed法的预测结果大体相近。

## 2. 整体变形法

早期的土石坝地震反应分析由于采用粘弹性模型而不能得出地震永久变形而受到批评。为了能计算出土石坝的地震永久变形,各国学者都曾作出了艰苦努力<sup>[29]</sup>。他们的基本思想大体可归纳为以下三种:①初步近似估计法:此方法主要是根据通过坝断面中心沿垂线各单元用剪应变表示的应变势的平均值乘以坝高,以近似估计坝顶的地震永久水平变位。②修正模量法:该方法震前和震后坝体的变形都采用线性一次加载或非线性分级加载有限元法进行,只是震后变形分析采用按某种规则求得的比震前变形分析降低了模量。由此,地震永久变形量为上述震前震后两个变形计算量的差值。③等效结点力法:我国学者大多采用这一方法。该方法通过地震动应力分析和循环三轴试验可以确定土石坝及地基断面中各单元的应变势,但这种应变势并不是各单元的实际应变,为了使各单元能产生与应变势引起的应变相同的实际应变,有可能设法在单元结点上施加一种等效结点力,然后以此结点力作为荷载按静力法来计算坝体及地基的永久变形,这也是人们常称的所谓“真拟静力法”。目前整体变形分析方法已在多个实践课题中得以应用。80年代初期,沈珠江运用其提出的方法计算了海城地震中失事的石门岭水库土坝的永久变形。后来,钱家欢、张克绪<sup>[30]</sup>及沈珠江等人也运用各自独立提出的方法预测了小浪底水库土坝的永久变形量。笔者在试验研究的基础上,曾建议了一个计算堆石坝地震永久变形的计算方法<sup>[31]</sup>,并用来分析了具有原位观测资料的墨西哥Infiernillo堆石坝的地震永久变形。尽管计算结果与原观测资料较为接近,但由于测定计算参数的石料的差异,只能认为计算结果定性符合原观测资料。近年来,大连理工大学吴再光等人<sup>[32]</sup>将地震地面运动模拟为零均值平稳高斯随机过程,以Newmark滑块模型为基础,建议了土石坝地震永久变形的概率分析模型。由于用原型观测资料检验各种方法预测能力的机会实在太少,因而难以判断那种方法更为可行。

我们的研究体会是:滑动体位移法和整体变形法有着各自的适用范围和优缺点,这主



要表现在,整体变形法主要基于连续介质力学理论,在用于高地震烈度区域的土石坝地震永久变形分析时可能出现较大的偏差,这是因为坝体在高地震烈度下有可能产生很多裂缝,它与原来假定的连续介质情况已有很大差别。美国一些学者在分析上San Fernando坝在1971年地震中产生的永久变形得出远小于实测值的结果便是其中典型一例。而滑动体位移法由于它主要基于极限平衡理论,较之于整体变形法可能更适用于高地震烈度区坝体的地震永久变形分析,但由于其中的一个关键因素——材料屈服加速度的确定受诸多因素影响,势必较为严重影响计算结果的可靠性;同时,由于地震中材料抗剪强度的降低将会导致地震永久变形发生重大变化,从而使得该方法难以在排水条件不良的由饱和无粘性土填筑而成的坝体永久变形分析中发挥作用。

### (三) 土工构筑物的弹塑性动力分析

上述土工构筑物的液化稳定及永久变形分析主要是基于粘弹性理论,随着研究的深入,循环荷载作用下土工构筑物的弹塑性分析正作为一个重要的研究方向愈来愈受到各国学者的重视。这主要是由于解决波浪荷载及多向地震波作用下海洋工程及土石坝工程等实践课题的迫切需要;同时,电子计算机及数值分析方法的迅速发展为弹塑性分析提供了可能。这方面的研究成果应当首推美国加利福尼亚大学戴维斯分校的 Dafalias 及其合作者。1989年, Wang, Z. L.<sup>[12]</sup>将自己基于Dafalias“低塑性”界面理论而建立的弹塑性模型结合进有限元程序,他运用此程序对一个一维问题进行了地震反应分析。分析时在基岩处同时输入两个水平方向及一个垂直方向的地震波分量,即考虑了多向振动下土体的动态特性。研究表明,采用经典弹塑性理论与采用低塑性界面理论,数值分析结果存在明显区别,简单的塑性理论不足以反映土体的复杂荷载下的反应。Li X. S.在 Wang Z. L.工作的基础上编制了一个SUMDES程序,对台湾东北部具有详细观测资料的某电站进行了地震反应分析,计算结果大体符合实测资料。

国内这方面的研究工作尚处于起步阶段,迄今为止,几乎未见过有关研究成果的报道。主要问题是国内对动力弹塑性模型研究投入的力量不足,一些同志认为弹塑性分析工作量太大,目前我国计算技术发展水平与之还不相适应。我们的看法是,循环荷载下土工构筑物的弹塑性分析并不象一些同志想象的那么复杂。事实上,弹塑性分析无非就是根据土体实际的弹塑性性质构造如式(4)所示的动力方程中的切线劲度矩阵  $K_t$ ,然后用数值积分法求解式(4)。

$$\tilde{M} \ddot{\tilde{U}} + \tilde{K}_t \tilde{U} = \tilde{F} \quad (4)$$

问题的关键是,由于  $K_t$  在振动过程中是不断变化的,而在求解式(4)时必须对  $K_t$  求逆。如果对每一时段  $\Delta t$  都求逆一次,工作量确实很大。研究表明,如果对  $\ddot{\tilde{U}}$  采用式(5)所示的显式差分格式代入式(4)可得式(6)。

$$\ddot{\tilde{U}}_{n+1} = \frac{\tilde{U}_{n+1} - 2\tilde{U}_n + \tilde{U}_{n-1}}{\Delta t^2} \quad (5)$$

$$\tilde{U}_{n+1} = 2\tilde{U}_n - \tilde{U}_{n-1} + \tilde{M}^{-1}(\tilde{F}_n - \tilde{K}_t \tilde{U}_n) \Delta t^2 \quad (6)$$

由此可见,下一时段的位移  $\tilde{U}_{n+1}$  可以通过本时段位移及上一时段位移  $\tilde{U}_n$ 、 $\tilde{U}_{n-1}$  求得。同

时, 由于质量矩阵 $\tilde{M}$ 是不变的, 只需求逆一次即可, 当采用集中质量法时 $\tilde{M}$ 是对角阵, 此时 $\tilde{M}^{-1} = 1/\tilde{M}$ , 这样就可以显著地缩短计算时间。当然, 为了保持显式差分格式的稳定性,  $\Delta t$ 应规定一最小数值, 此值可表示为 $\Delta t \leq L_{\min}/V_p$ 。其中,  $L_{\min}$ 为单元的最小尺寸,  $V_p$ 为压缩波速。由式(6)求出各时段的位移后, 再结合连续性方程可进一步求得土体中孔隙水压力发展的全过程。

## 展望与结语

经过各国学者艰苦卓绝的努力, 土动力学这门学科已取得了令人瞩目的成果, 正在工程实践中发挥愈来愈大的作用。我们认为今后研究的重点应放在以下几个方面:

1. 大力开展复杂应力路径下土体动态特性的试验研究, 在此基础上提出能反映土体主要变形特性的数值模型, 并进一步研究技术经济合理的数值分析方法, 编制相应的有限元程序以便尽快在实践课题中发挥作用。

2. 重点进行土工物理模型试验的研究工作。目前整体离心模型试验模拟循环荷载尚存在许多困难, 而放弃几何相似, 力求应力路径与实际一致的压力室模型试验可能是一个重要的研究手段。当然, 最好是开展循环荷载下土工构筑物的原型观测工作, 积累资料以验证并改进提出的各种基本理论, 使其能更好地指导设计。

3. 海洋风浪引起的循环荷载与地震荷载存在着明显的差别。大风浪出现之前一系列小风浪对海洋土的预剪以及持续时间较长的风浪荷载作用下海洋土的部分排水是两者的主要差别之所在。一般地, 对于正常固结粘土, 类似砂土一样, 预剪作用使其承受循环荷载的能力提高, 而对于超压密粘土, 预剪后再受到循环荷载的作用, 则降低了再承受循环荷载的能力<sup>[33]</sup>。因此海洋土在波浪荷载作用下的特性同样应成为研究的重点。

4. 更加深入开展一些特殊土(如黄土、粉煤灰等)的动态特性研究工作, 尽管这方面已取得了一些研究成果, 但尚与工程问题的迫切需要不相适应。

## 参考文献

- [1] Huang Wen-Xi, Investigation on Stability of Saturated Sand Foundation and Slopes Against Liquefaction, proc. 5th ICSMFE. Vol.2, 1961.
- [2] 汪闻韶, 饱和砂土振动孔隙水压力试验研究. 水利学报, 1962年第2期。
- [3] 谢定义, 饱和砂土体液化的若干问题, 岩土工程学报, 1992年第3期。
- [4] Ishihara, K., F. Tatsuoka and S. Yasuda, Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses, Soils and Foundations J. Vol.15, No 1, 1975.
- [5] Ishihara, K., etc., Analysis of Wave-Induced Liquefaction in seabed Deposits of Sand, Soils and Foundations, Vol.24, No.3.
- [6] 沈瑞福, 动主应力轴连续旋转下砂土的动力特性研究, 清华大学硕士论文, 1991年3月。
- [7] Martin, G. R. etc, Effects of System Compliance on Liquefaction Tests, J. of the Geo. Eng. Div, ASCE, Vol. 104, NO.GT4, Proc, 1978,

- [8] 陈生水,沈珠江,钢筋混凝土面板堆石坝的地震永久变形分析,岩土工程学报,1990年第3期。
- [9] 陈生水,土的弹塑性本构模型研究进展及其评述,水利水运科技情报,1992年第3期。
- [10] Dafalias Y. F. etc., Bounding Surface Formulation of Soil Elasticity, (Edited by Pande, G.N. and Zienfiewicz O. C, John Wiley and Son, 1982,253-282).
- [11] 陈生水,土的本构模型研究之浅见,岩土工程学报,1992年第2期。
- [12] Wang Z. L., Dafalias Y. F., Shen C. K., Bounding Surface Hypoplasticity Model for Sands, J. Eng. Mech., ASCE, 1990, 116(5).
- [13] Li X. S., Free Field Soil Response under Multidirectional Earthquake Loading, Submitted in Satisfaction of the Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy, Univ. of California Davis, 1990.
- [14] Shen Z. J., A Stress-Strain Model for Sands under Complex Loading, Int. Conf. on Constitutive Laws for Materials, Chongqing, China, 1989.
- [15] 谢定义等,极限平衡理论在饱和砂土动力失稳过程中的应用,土木工程学报,1981年第4期。
- [16] 张建民,饱和砂土瞬态动力学理论及其实用研究,陕西机械学院博士学位论文,1991年8月。
- [17] 刘颖等,循环荷载下饱和砂土的液化破坏,岩土工程学报,1982年第2期。
- [18] 钱家欢等,动力固结理论与实践,岩土工程学报,1986年第6期。
- [19] 吴世明,陈龙珠等,任意荷载作用下饱和粘土的一堆固结,全国土工建筑物及地基抗震学术讨论会论文集,西安,1986.11, 359—364。
- [20] Finn, W. D. etc., An Effective Stress Model for Liquefaction, J. of the Geo. Eng. Div, ASCE, Vol. 103, No. GT6, 1977.
- [21] 徐志英,沈珠江,地震液化的有效应力二维动力分析方法,华东水利学院学报,1981年第3期。
- [22] 周健,徐志英,土(尾矿)坝的三维有效应力动力反应分析,地震工程与工程振动,1984年第8期。
- [23] 符圣聪,江滂贝,两个典型场地的液化动力分析,岩土工程学报,1985年第4期。
- [24] Newmark, N. M., Effects of Earthquake on Dams and Embankments, Geo, Vol. 15, 1965.
- [25] Seed, H. B., Makdisi, F. I. etc., The Performance of Earth Dams Earthquakes, Water Power and Dam Construction, 1980.
- [26] 渡边启行,フィルダムの動的解析—I, 動的解析の方法,大ダム No. 87, 46—64, 1979.
- [27] 陈生水,沈珠江,强震区域堆石坝的地震永久变形分析方法,河海大学学报,1990年第2期。
- [28] William Y. etc, 地震作用下土坝的永久变形,岩土地震工程与土动力学新进展国际会议论文选译,冶金部勘察科学技术研究所编。
- [29] 汪闻韶,高土石填筑坝地震变形综述,全国土工构筑物及地基抗震学术讨论会论文集,西安,1986.11, 443—464。
- [30] 张克绪,李明幸,地震引起的土坝永久变形分析,同上, 392—397。
- [31] 陈生水,沈珠江,粘土心墙堆石坝地震永久变形的试验研究及数值分析,水利水运科学研究,1990年第3期。
- [32] 吴再光,韩国城,林皋,土石坝地震永久变形的危险性分析,岩土工程学报,1991年第2期。
- [33] 钱寿易等,海洋波浪作用下土动力特性的研究现状和发展,岩土工程学报,1982年第1期。

## 陀螺型地基基础

宋应文\*

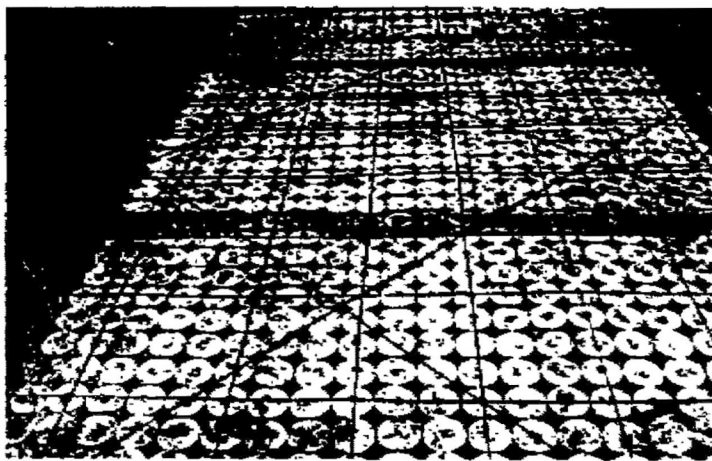
(北方交通大学)

**[摘要]**陀螺桩是一种新型的地基处理方法,具有提高软土地基承载力,减小沉降等优点。本文对陀螺桩的设计、施工、和应用进行了全面介绍。

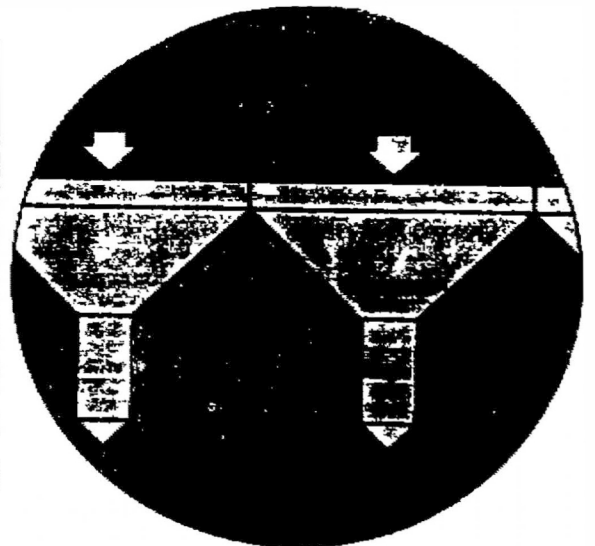
### 前言

世界各国都面临着土地贫乏,海岸侵蚀等问题,因此在软土地基上修建建筑物、构筑物、或道路势在无法避免。传统的地基处理方法如换填法、碎石桩、砂桩、旋喷桩等虽然已有较成熟的经验与良好的效果,但每种方法仍有其局限性。

陀螺桩是一种新型的地基处理方法,(如图1所示),适宜于处理浅层软土地基,其作用由桩体和锥体共同发挥。用陀螺桩处理后的地基,横向变形受到约束,因此会显著降低沉降量,同时也使应力分布更加均匀,从而提高地基承载力。用陀螺桩处理地基,不但施工简单而且用途广泛,因此对我国的地基处理也将是一种合理可行的办法。



a. 用陀螺桩处理地基



b. 陀螺桩的机理

图1. 用陀螺桩处理软土地基

\* 本文作者在北京五环环境工程技术公司、环境岩土工程设计研究部兼任副主任

### 陀螺桩的设计

在日本,陀螺桩目前主要有两种形式,即圆形的N-2000型(图2(a))和多边形的B-1500型(图2(b)),可根据不同的条件进行选用。根据日本学者的研究,陀螺桩能使原地基容许承载力提高到1.5~2.0倍,还能显著减少沉降量。单层陀螺桩能使瞬时沉降减少到 $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$ 倍,使固结沉降减为未处理前的 $\frac{1}{3}$ 倍;对双层陀螺桩则使瞬时沉降和固结沉降分别减为原来的 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}$ 倍和 $\frac{1}{9}$ 倍。因此可参照上述结论进行承载力和沉降控制设计。

但是,不同的桩长、不同的锥体倾角和不同的土质均会影响到陀螺桩的承载力和沉降量。这还有待于进一步探索,以便使陀螺桩的设计更进一步合理化。

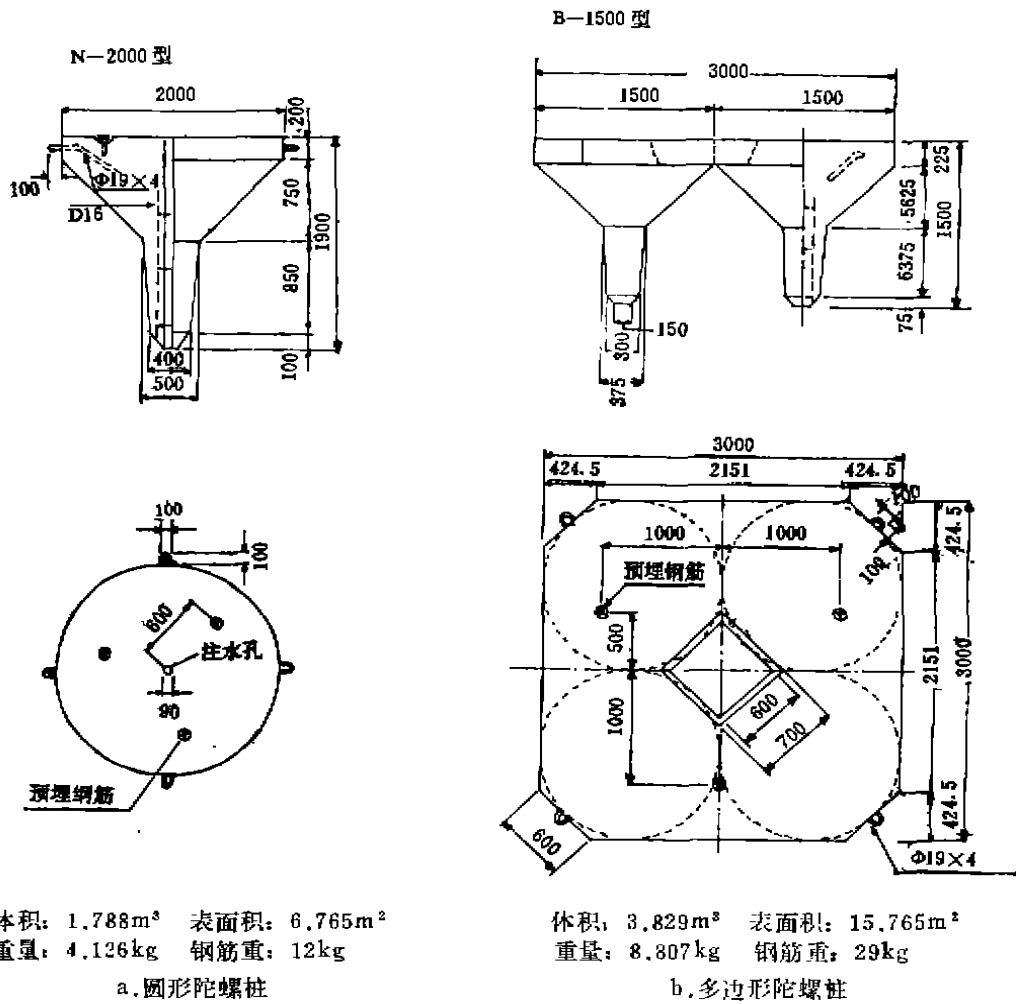


图2. 陀螺桩的两种常用形式

## 陀螺桩的施工

陀螺桩根据不同的土质进行不同的设计,因而施工方法亦略有不同,大体上可分为一般性地基处理与海岸工程。

一般性地基处理通常指对路基、机场、停车场等进行的处理。施工程序通常如下:

- (1) 铺设钢筋网络;
- (2) 置放陀螺桩;
- (3) 将锥面的U形预埋钢筋用钢筋焊接起来,形成钢筋网;
- (4) 用振捣器将填入桩间的碎石振实;
- (5) 对桩体表面压实;
- (6) 完成施工。

对于海岸工程,一般所用陀螺桩尺寸较大,土质较软或为砂土,施工过程基本上与上相同。

- (1) 用起重机吊装就位;
- (2) 联结射水(气)管;
- (3) 高压射水,利用桩体自重下沉。在即将到达桩体设计标高时改用高压射气,以使桩体缓缓下沉;
- (4) 调整陀螺桩位置,用钢链把各个陀螺桩联在一起;
- (5) 在桩体上建造海岸构筑物。

## 陀螺桩的应用

由于陀螺桩具有提高地基承载力和降低沉降的良好效果,在软弱地基工程及海岸工程中都有广泛的应用,主要应用如下:

- (1) 用于传统方法无法处理的超软土地基处理;
- (2) 可能产生较大而又必需避免沉降差的地基处理;
- (3) 处理持力层埋设较深,桩基无法解决或用桩基不经济的软土地基;
- (4) 大规模软土地基处理,用传统方法不经济时;
- (5) 道路或场地的挡土墙;
- (6) 涵洞、水渠、管道工程等;
- (7) 道路工程,如公路、铁路路基等;
- (8) 河岸护坡工程;
- (9) 海岸、江河的防坡堤;
- (10) 机场、停车场等。

## 结论

由于陀螺桩具有较大的扩散角,可使地基应力均匀,又由于桩体间碎石的作用,使陀

螺桩复合地基呈柔性,因而提高了地基承载力。另外,用陀螺桩处理后的地基,土体横向变形受到约束,使沉降值大大降低,因而使陀螺桩在软土地基中有着广阔的前景。可用于建筑、铁道、水利、交通等部门。

陀螺桩的设计,我国目前尚无现成的资料,应对其形状、尺寸结合土质进行研究试验,以探索出适合我国软土地基的设计方法。

陀螺桩的施工设备简单,施工经验应在工程中逐渐积累。

#### 参考文献

- [1] Katsuhiko Arai et al, Measurement and interpretation of loading tests of Concrete top blocks on soft ground, 2nd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, 1987, KOBE, JAPAN.
- [2] Yuzo Ohnishi et al, Interpretation of concrete top base foundation behaviour on soft ground by coupled stress flow finite element analysis, 6th International Conference on Numerical Method in Geomechanics, 1988, INNSBRUCK, AUSTRIA.
- [3] H. Nagase et al, Effectiveness of Topshaped Concrete Blocks in Reducing Settlement in Ground Liquefied by an Earthquake, 10th World Conference on Earthquake Engineering, 1992, MADRID, SPAIN.
- [4] Top Base Method, Maikoma Corporation.
- [5] Top Base, Maikoma Corporation.

# 关于桩基动力检测\*

陈凡

(中国建筑科学研究院地基所)

[摘要]本文通过对高、低应变动力试桩方法的基本原理以及各自适用范围、主要误差来源的综合阐述,客观地分析了国内桩基动测技术的应用现状,并就此提出了改进和进一步朝着高质量方向发展的建议。

## 前言

随着高层建筑的大量兴建,桩基用量日趋增加。为确保桩基工程质量,减少桩基质量问题引起上部结构事故的发生,对打桩过程进行施工监控及成桩后桩的承载力和结构完整性检验已成为桩基质量保障体系中不可缺少的重要环节。

近年来,速度快、耗资低的动测法作为一项新的检测技术已在全国各地的桩基检测中得到广泛应用。动测技术的普及推广促进了对该技术的原理、方法和可靠性的试验与研究,同时也引起了地基基础工程界的科研、质检、设计和施工人员的高度重视。事实上,不论是动测法检测基桩的数量还是应用的动测法种类,我国都已居世界前列。仅就低应变法测桩而言,各种各样的动测方法就有近十种,其中有不少方法是我国学者独创的,如水电效应法、动参数法、共振法等等。据粗略统计,我国目前从事桩基动测的单位有四百家之多,其中能从事高应变检测的单位占10%,其余90%的单位则从事各种低应变方法的检测;一年中高应变测桩数量约4000根,低应变测桩数量约在40000~50000根左右。如此之多的检测单位、如此之多的基桩检测数量,对保障桩基的施工质量起到了积极作用。但是,有时由于检测方法选择不当、动测人员素质不高、测试设备或被测对象不满足动测要求而产生伪信号、缺乏较为完善的或正确的分析软件以及法规不健全等原因,确实在工程中产生了一些误判。这使得人们目前对各种动测法的适用范围,特别是对它们的可靠性评价还褒贬不一。所以,只有在符合动测法基本原理的前提下,对各种方法的适用范围、各自的优缺点、误差来源等作出综合分析,才有可能加速高质量动测设备软硬件的研制进程,提高整个桩基动测行业的技术水平,使我们这个桩基动测技术应用大国真正成为一个桩基动测技术领先的国家。

## “高应变”与“低应变”方法的区别

高应变动力试桩利用几吨甚至十几吨的重锤打击桩顶,使桩顶产生的动位移接近常规

\*中国科协首届青年学术年会卫星会议首届全国岩土力学与工程青年工作者学术讨论会水平报告之一。



静力压桩试验的沉降量,以便使桩周围土的阻力充分发挥。通过波动方程求解,直接计算与桩运动相关的土的静、动阻力以及桩的缺陷程度,以便对桩的极限承载力和桩身结构完整性进行定量评价。低应变法则是利用低能量的瞬态或稳态激振,使桩在弹性范围内作低幅振动,利用振动和波动理论判断桩身缺陷;更进一步的分析计算可得到动刚度,换算后可推求出相当于静压桩的 $Q-S$ 曲线初始线性段的斜率即静刚度,然后根据容许沉降推算桩的容许承载力。

高应变与低应变动力试桩的根本区别是前者考虑了桩周土的弹塑性响应,后者则处于完全弹性范围。因此国际上普遍认为动力测桩的极限承载力只能用高应变方法得到,而低应变法主要用于检验桩的完整性。最近,《岩土工程学报》刊登了几篇对低应变能否用于确定桩的极限承载力的文章<sup>[1,2]</sup>。有趣的是对这一并不复杂的问题,争论还延续多年。如果是因为高应变动力测桩的锤击设备笨重、试验复杂和测试分析的软硬件价格昂贵,而不得不借助于低应变法“间接”测定桩的容许承载力还情有可原,但问题的关键似乎并不在于此。低应变测桩在我国运用已经有二十年历史,高应变法(不包括锤击贯入法)的应用还只有七年时间,所以,要使技术难度相对高的高应变法达到较高水平尚需进一步探索和积累经验,更需要从原理和假设出发来阐明它与低应变法确定承载力的本质区别。低应变法是基于桩的荷载—沉降曲线的起始线性段确定桩的容许承载力,线性段尾对应的荷载、沉降均非实测值。这里暂不考虑得到的线性段斜率是否与真实的 $Q-S$ 曲线初始线性段斜率相符,仅从 $Q-S$ 曲线表现出的差异上就可知从0点沿线性段外推确定容许承载力和对应的沉降值的任意性。如图1中A和B点对应荷载 $Q_A$ 和 $Q_B$ 以及沉降 $S_A$ 和 $S_B$ 。那么,高应变确定桩的极限承载力有没有“任意性”或“经验性”呢?我们可以考察CASE法的计算公式:

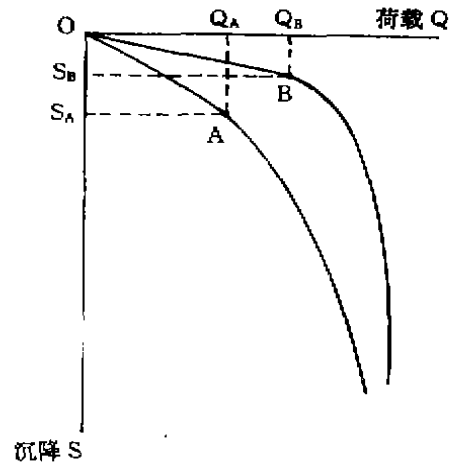


图1. 静荷载试验的 $Q-S$ 曲线

如假设土阻力模型为刚-塑性,并认为桩为等截面均匀桩<sup>[3]</sup>,则据CASE法可得到总阻力 $R_T$ :

$$R_T(t) = \frac{1}{2} [F(t) + F(t + 2L/C)] + \frac{1}{2} [V(t) - V(t + 2L/C)] \cdot Z \quad (1)$$

然后假设与土阻尼相关的动阻力只集中在桩尖<sup>[3]</sup>,则由(1)式即可得到静阻力 $R_S$ 的计算式:

$$R_S(t) = \frac{1}{2} (1 - I_c) [F(t) + Z \cdot V(t)] + \frac{1}{2} (1 + I_c) [F(t + 2L/C) - Z \cdot V(t + 2L/C)] \quad (2)$$

式(1)(2)中, $F$ 和 $V$ 代表实测的力与速度, $Z$ 为桩的平均阻抗, $L$ 为桩长, $C$ 为波速, $I_c$ 为桩尖阻尼系数。 $t$ 一般取在速度时程曲线第一峰处, $2L/C$ 表示应力波在整个桩身传播往返

一次所需的时间。因为 $R_s$ 与位移无关,所以土的静阻力是否充分发挥的判据是桩的贯入度。通常,贯入度大于2mm即可认为 $R_s$ 测定值代表桩的极限承载力。但式(2)的计算误差显然与桩尖阻尼系数 $J_c$ 取值有关,且 $J_c$ 的取值是否合理很强烈地依赖于地质条件与地区性经验的结合。此外,CASE法计算承载力的方法也不仅仅是式(2)提供的一种,尚可根据试桩信号的具体情况,凭经验采用其它方法,这样,同一个承载力数值可能对应不同的 $J_c$ 值。可见CASE参数取值确实带有任意性。为了消除由于操作者主观判断带来的任意性,有条件时应通过静动对比试验对特定地区的特定土层以及特定的施工工艺和桩型进行 $J_c$ 校核;或者采用目前普遍应用的方法——波形拟合法(CAPWAPC法)来减少人为因素引起的误差。具体作法是:将桩分为若干单元,假定每个单元的桩土模型及其参数,以实测的速度作为桩顶边界条件输入,求解波动方程后反算出桩顶的力曲线,并与实测的桩顶力曲线比较(同时校核实测与计算的贯入度);如果不符,则需调整桩土模型及其参数再行计算,直至达到较好的拟合结果。当然,不同的人对同一信号波形做拟合分析将得到不同的拟合效果,自然彼此间的结果也会有差异,且各自的离异程度将随拟合效果的提高而减少。因此,利用波形拟合技术的实质是减少人为因素引起的误差<sup>[4]</sup>。一个优秀的分析人员,不仅需要波动理论的知识,也要同时具备桩基工程和土力学方面的经验。比如说:如果将处于淤泥层内桩段的侧摩阻力取到 $100\text{kN/m}^2$ ,这就要闹笑话了。

波形拟合法在土阻力发挥不充分的情况下极易产生随意性,且这种随意性随着土阻力发挥程度降低而增加。下面用图2来说明:这是一个理想弹塑性模型,土阻力模型在线弹性阶段的土刚度 $K = R_u/\text{Quake}$ ,其中 $R_u$ 为单元的极限静阻力,Quake为对应的最大弹性变形值,如果该单元历经的最大位移为 $S_A$ ,应该只得到相应此弹性变形的静阻力 $R_A$ ,但因整个OC段的斜率(刚度) $K$ 为常数,将 $R_u$ 值取在B点和C点将丝毫不影响拟合波形;按同样比例增大 $R_u$ 和Quake值至E点,将导致高估土阻力的危险;但如果土单元产生塑性变形超过C点至D点,这种可能使 $R_u$ 值外延的危险就被消除,所以高应变法强调必须使桩周土产生塑性变形,这具有提高计算极限承载力的准确性和消除随意性的双重意义,也是高应变法与低应变法的本质区别所在。

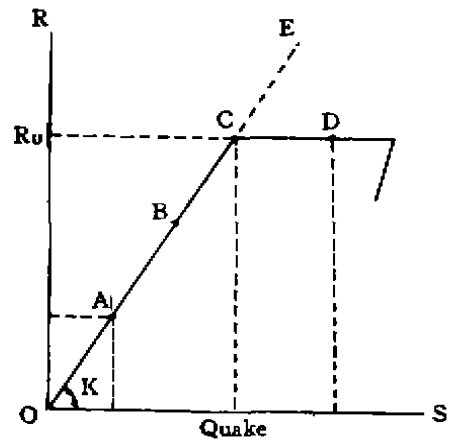


图2. 单元土阻力模型

## 动测法的应用条件与误差来源

桩基工程属于隐蔽工程,对它的检测方法精度的规定,只有在其适用条件下和限定的误差范围内去讨论才有意义。动测法必须对自己的误差范围作出客观合理的估计,以便能成为实用的桩基检测方法。

动力试桩的任何计算方法,均离不开对桩(钢桩除外)和土的物理力学性质的描述,

而这两种材料的本构关系都是非线性的。如果我们希望对测试的信号进行分析和计算,首先必须有一套基本理论,然后在此基本理论的基础上,将问题用数学的方法转换成模型。各种动测法均视桩为一维弹性杆件,变形时平截面假设成立。当桩受到稳态或瞬态激励时,都会产生沿桩身传播的应力波,应力波所到之处,就会引起质点的运动(振动),因此,一维杆的应力波理论对除了超声检测法、水平敲击法和锤击贯入法以外的任何一种动测方法都是适用的。既然波动现象是各种动测方法所共有的,那么,在下面的讨论中,除非特别声明,不再对低应变法中的时域分析和频率域分析两类方式区别对待。

### (一) 关于高应变法

目前公认的高应变法对单桩极限承载力的测定误差在 $\pm 20\%$ 以内,对此误差范围的估计是建立在动静荷载试验对比的基础上的。静荷载试验的方法和极限承载力判定准则再加上试验误差也会使静载试验给出的极限承载力有 $\pm 10\%$ 的误差。所以,对高应变法确定极限承载力精度的过高要求是不现实的。下面将着重讨论与基本理论不符引起的误差。

高应变法的主要误差来源有以下几个方面:

1. 测试误差。主要是来源于对力的测量。通常,采用工具式的应变传感器测量桩顶处的应变,然后乘以测点处的动态弹性模量得到桩顶受到的力,由于混凝土本身的非线性( $E = d\sigma/d\varepsilon \neq \text{常数}$ ),低应力水平下的模量高于高应力水平下的模量,所以冲击应力水平愈高,实测力信号中的非线性成份也就愈大,如有时低应变测试得到的波速比高应变测试得到的高就属于这种情况。预制桩测试前经受的锤击次数很多,混凝土的非线性很大程度上得以消除,因而预制桩的测试误差比灌注桩要低。此外,由于灌注桩的混凝土标号低,施工离异程度大,安装传感器的桩侧表面不平整和锤击偏心等原因,均可产生混凝土的塑性变形而导致测力误差。

2. 计算误差。如CASE法计算时假设桩为等截面桩,如果是灌注桩,则公式(2)中的阻抗就变成了未知数;同样,在波形拟合分析时,调整参数的工作由均匀截面桩时的只调整土参数变成非均匀截面桩时的桩土参数的共同调整,恰好拟合波形对截面的变化十分敏感。

3. 与桩土相互作用机理不符时可能引起的误差。由于对桩在动载作用下桩土共同作用机理的认识水平和桩土模型数学描述的限制,还无法对一些“特殊”现象进行分析或解释。图3所示的波形,桩尖反射产生的速度峰宽度 $T_2$ 大于初始峰宽度 $T_1$ ,而根据弹性波理论 $T_2$ 应与 $T_1$ 相等。在实际拟合分析时,将桩尖部分土体作为桩的一部分(土的模量和波速取值与混凝土不同)来考虑,则得到较好的拟合效果,但无充分依据说明这种做法的合理性。类似图3的这种情况常出现在桩段易被打动(贯入度大的场合)。对波形拟合法的桩-土相互作用模式仔细考察可以发现:桩侧静摩阻力是靠桩与桩侧土间的剪切变形传递的,桩侧土本身并不随桩一起运动,而桩端与岩土介质的相互作用则与刺入破坏模式相近。在嵌岩桩、大直径桩和扩底桩时,将出现不符的情况,如嵌岩桩在嵌固段的岩体可能随桩一起运动,大直径桩特别是扩底桩,桩端与岩土介质相互作用的结果是桩端附近产生拉应力区或脱空<sup>[6]</sup>,且桩端的破坏模式亦与刺入模式不同。所以,计算模式与实际情况的背离将导致不可预料的误差。

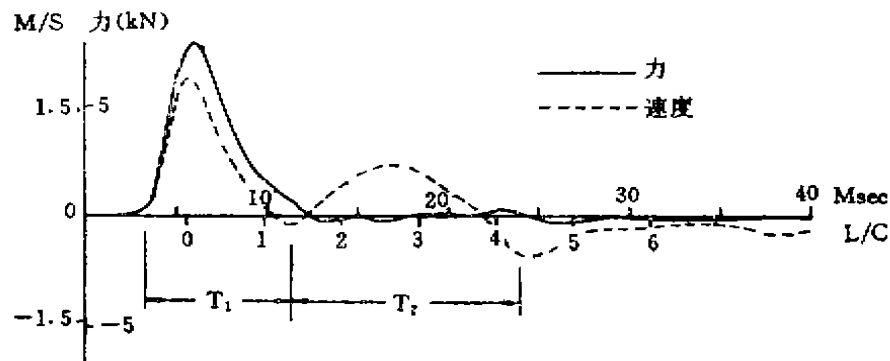


图3. 高应变法实测波形

Φ600mm钻孔灌注桩, 桩长14.6m

地质条件: 上部为粉砂、粉质粘土。桩尖持力层为中砂

4. 桩未被“打动”时的误差。这种情况常出现在以端承为主的嵌岩桩和支承在密实砂层或砂卵石层上的扩底桩(墩)或大直径桩, 扩底桩(墩)静载试验给出的极限承载力所对应的沉降常高达100mm左右, 而动载试验要使桩顶产生10mm的动位移就相当不易了, 即使增加锤重, 改善也是极其有限的。动载试验提供的保证承载力(即动测实际发挥的土阻力值)可能会出现不满足设计要求或出现超乎寻常的高值。因此, 可能出现的误差不仅有模拟桩尖与桩尖岩土相互作用机理方面的不确定性, 也有与计算程序具体细节相关联的误差。事实上, 限于目前的波形拟合程序的发展水平, 土参数取值对同一根桩而言, 在土阻力尚未充分发挥时与充分发挥时可能是不同的。土的卸载特性参数由于桩的提前回弹而在土阻力响应区段和加载参数发生耦合作用, 以及可能出现高阻尼等现象, 进而对部分发挥的静阻力的计算产生不利影响; 另外是与土的静阻力计算有关的模型参数, 其取值无法凭经验去合理选择, 而假设的土阻力发挥值恰好又落在容易产生任意性的线弹性段。因此, 应该说“保证承载力”尽管在概念上避开了“外推承载力”之嫌, 但从计算精度上考虑, 这一提法是不值得提倡的。

5. 时效问题。桩在设置过程中, 不可避免地要引起桩周土的扰动而损失部分强度, 绝大多数情况下, 桩的承载力随休止时间的增加而增加。所以, 复打间隔时间越短, 动测得到的承载力越低。

## (二) 关于低应变法

这里, 只着重介绍低应变桩身缺陷检测时的误差。对于低应变法测定承载力的不可靠性, 不再赘述。低应变检测桩身缺陷及其位置, 较常用且最直观的判断方法是采用应力波反射法。判断一根桩是否结构完整无非是观察桩底反射波到达之前(即  $2L/C$  之前), 有无异常的反射信号(缺陷)。如果试验结果表明桩是完整的, 那么在  $2L/C$  桩底反射前应无缺陷反射; 如果没有发现异常的反射信号, 但也没有发现明显的桩底反射, 则基于时域或频域分析尚很难下结论说这根桩是完整的, 除非周围有大量的桩, 其桩长和地质条件与这根桩基本一致, 而这些桩可观察到清晰的桩底反射。一般认为, 桩的长/径比在 30 以内时,

低应变测试可接收到清晰的桩底反射。其实并非完全如此。因为应力波的衰减的程度主要不是由桩的长/径比决定的,而主要取决于桩与土的刚度比,桩土刚度比越大,应力波衰减的程度就越小;桩土刚度比越小,应力波衰减就越严重。通常,桩底反射衰减超过40dB就不易正确判断桩底反射信号了。

遇有连续缩颈和混凝土离析时,应力波会被严重衰减;桩身截面变化不规则使波的能量在未及桩底前被大量反射,因此很难判断一个以上的缺陷。当桩径较大时,部分锤击能量将以表面波的形式在桩顶表面传播,即锤击能量不是全部(或大部分)以一维纵波的形式沿桩身传播。当然,这种由于几何边界条件造成的表面波的影响程度,还有待于研究。

锤击信号的脉冲宽度愈窄,脉冲中的高频分量的波长也愈短。当高频分量的波长和桩径属于同一数量级时,一维杆的波动理论不再严格成立,应力波会产生严重的弥散。但为了探测浅层缺陷,又不得不采用短脉冲。图4给出了力脉冲宽度为1.12ms时的幅频曲线图。若高频分量的截止频率取在1700Hz,波速取为3400m/s,则高频分量的最短波长为2m,这时只有在桩径小于0.2m时才能使一维纵波理论成立。实际上,在瞬态敲击时,经常是力脉冲短,而桩径又较大。

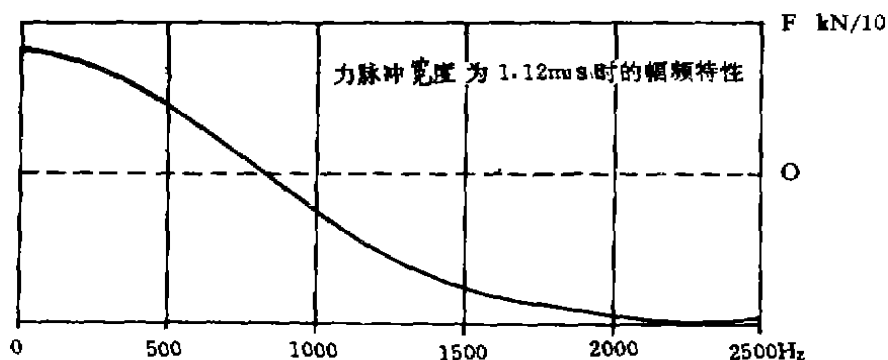


图4. 力脉冲幅频曲线

根据图4给出的幅频图,要求测量响应的传感器至少应在0~2000Hz内线性。对于压电式加速度传感器,低频下限约在1~2Hz,高频上限基本上超过2000Hz(高灵敏度的加速度传感器可能稍低),因此测量瞬态冲击响应采用加速度传感器是合适的。若采用磁电式速度传感器,则很难满足测试要求。有些速度传感器的高频上限在1000Hz左右,低频下限为5~10Hz,而另一些速度传感器高频上限虽较高,但低频下限却在40Hz左右。显然,用速度传感器直接测量的响应波形必然包含畸变成份。如果再利用速度导纳曲线的低频段求动刚度,计算结果的误差可能会很大。

### (三) 动测人员素质低下所带来的问题

动测人员对桩基动测技术的基本原理与方法缺乏必要的了解,是造成动测产生误差最根本的原因。因为,前面所讨论的各种动测法误差,只要对动测法的原理、方法及误差来源有较深入的理解,再加上试验和数据分析时的精心,可以在很大程度上消除,减少失误的几率。如果出现了失误,亦应根据基本原理找出问题所在。怕就怕出了问题还不知问

题出在何处。曾不只一次听说有这样一种判断信号的方法——速度波形在桩底反射前呈周期性的阻尼衰减振荡就是“好桩”。这种方法居然能被接受恰恰反映了动测人员对低应变动测法基本原理的陌生程度；当然，更不会去考虑速度传感器的顿响问题和在不符合一维纵波理论时的测试误差。也听说过有的单位这样去搞高应变动测：用一个2吨锤去打击桩径为1m、桩长为40m的桩。这究竟是“高应变”还是“低应变”？

## 使动测技术向高质量、标准化的方向发展

桩基动测技术是波动理论、振动理论、动态力学测试、数值计算、计算机、电子学及土力学等学科与桩基工程实践紧密结合的高技术。因此，对于每一个动测人员，仅掌握动测仪器的操作是远远不够的，必须具备较高的理论水平和丰富的实践经验。目前，国内从事桩基动测的单位和专业人员数量确实可观，但是不是每个单位的测试手段和人员素质都合格呢？从近几年来动测应用的发展潮流来看，似乎给人一种“一哄而起，博而不精”的印象。国内有部分省份相继明文规定“低应变法不能测定承载力”，于是，不少单位迅速着手引进和转向高应变动力检测。设想一下，如果过多的测试人员对高应变的原理和方法了解甚微，在选择测试手段或结果分析上顿顿失误，这最终只能导致动测法应用单位纷纷关门。此外，必须清醒地认识到：动测技术是多学科交叉渗透的产物，往往不能为初涉桩基动测领域的工程技术人员所熟悉，故深层次的技术培训是至关重要的。

从国外引进全套高应变测试分析软硬件价格逾50万元，而国内声称能满足高应变测试分析要求，并具有相当技术指标的系统价格约为进口的十分之一。如果真是与国外的技术指标相近，恐怕连软硬件的开发成本都不够。事实上，这些系统软硬件的开发成本相当低廉，性能指标也不如所期，可目前有不少单位正是采用这类系统。国外高应变多用在预制桩上，因而对仪器的实时处理速度有很高的要求；而国内高应变动测的主要对象是灌注桩，尽管对实时性要求不高，但却要求有高质量的分析软件和高素质的动测分析人员。

不可否认，商品经济要求质高价廉，但如果开发一个类似于CAPWAP的软件仅用几个月功夫，并马上投入使用，这是否有些不太可能。一个软件的生命周期一般应经过下面一个全过程：

任务定义——可行性与要求分析——一般设计——详细设计——测试——使用——维护，且“测试——使用——维护”周期远较“一般设计——详细设计”的周期要长，对此应有一个客观的估计。计算机能提高运算速度，但其计算结果并不一定正确，特别是当软件未经严格测试和较长时间的应用考核时更是如此。现在国内外推出的动测仪器更多的采用便携计算机控制，绝大多数功能由软件实现，这已变相地将过去耗资较高的硬件开发成本转移到软件，利用软件易修改扩充的特点，可加快动测设备的更新换代。这对于电子工业底子薄弱的国家更为适宜。因此，我们应不失时机地去开发高质量的动测系统软件，使软件的成套性、可靠性、完善性和灵活性四者达到完美的和谐。同时也应注意到：十年来，不少学者相继提出了一些新的模型和计算方法，还都未达到广泛应用的程度；另一些则是弹-塑性土模型的框架下做了拓展<sup>[6]</sup>，但也未能使求解波动问题的数值方法取得突破性进展。究其原因，无非是动载作用下桩土相互作用机理的研究非常困难，不易得到既接近实际又

便于描述的土模型及其参数。比如说,与土的动阻力相关的阻尼系数没有明确的物理意义,可是在计算时,它可以使动阻力与静阻力不发生耦合,给求解带来了便利。所以,不论是现在还是将来,机理性研究都将是动测领域内最重要的课题。

根据当今的软件发展水平,仪器的硬件设计似乎并不复杂。但若对制作工艺、元件选用不当,则可能使成套系统的可靠性降低。我国目前的硬件与国外的相比,差距也正是体现在可靠性上。动测仪器必须能适应野外恶劣环境,并具有抗干扰的能力,同时,还必须具有结构紧凑、便于携带、接插环节和联接方式简单等优点。当然,使用动态频响良好的传感器也是极为重要的。在国外,高、低应变测试影响应用的压电加速度传感器多为内装放大式(集成电路式)的,虽然目前国内尚无生产能力,还需籍引进来解决,但确实在很大程度上克服了不利境环的干扰,消除了长电缆的影响<sup>[7]</sup>。

从根本上讲,要使我国动测技术的理论与应用水平迈上新台阶,提高软硬件质量远比以廉价满足日益扩大的动测业务的需求更为重要。

为了确保动测法检测桩基的高质量,减少误判带来的不必要的损失,必须对动测市场进行整顿。还应注意到,增进学术交流,使广大工程技术人员就目前动测法的理论和应用水平取得共识、固然重要,但更迫切地需要建立、健全的动测技术标准、规程和严格的人员考核制度、尽快结束动测市场的混乱局面。让动测人员在具体应用各种动测法时,能有条不紊、有法可依。确实使动测技术的发展步入健康、有序轨道。

## 结束语

桩基动测技术的普及推广对保证桩基工程质量、加快施工进度确实起到了积极作用,对它的适用性和有效性应加以充分肯定,同时也要从本质上对高应变法确定承载力加以肯定。但必须清楚地认识到,我国不少单位的实际应用水平与国内少数高水平的单位或国外先进水平的差距。国内至今还未颁布有权威性的技术标准、规程、造成在广泛应用中暴露出如下问题。

动测人员缺乏对动测技术的基本理论和方法的足够了解,或缺乏测试分析、岩土工程方面的经验;

超出各种动测法的适用范围,在不符合基本理论的情况下不合理或勉强应用;

对高水平的动测分析软、硬件的研制重视不够,缺少可靠性高的软、硬件系统和较完善的软件分析手段,出手质量差。

所以,从客观实际的角度去评价我国现有的动测应用状况,不仅有助于统一认识,提高动测法的可靠度,而且更有助于避免低层次的循环,加快动测技术的发展。

## 参考文献

- [1] 徐攸在,动力测定桩承载力的方法,岩土工程学报,1992,14(1):74-83.
- [2] 唐念慈,关于“动力测定桩承载力的方法”一文讨论,岩土工程学报,1992,14(4):91-95.
- [3] Rausche, F., Goble, G.G., Likins, G., Dynamic Determination of Pile Capacity, J. of Geotechnical Eng. Div., ASCE, 1985, 111(3), 367-383.

- [4] Fellenius, B. H., Variation of CAPWAP Results as a Function of the Uperator. Proc. of 3rd Int. Conf. on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Uttaws, 1988, 814-825.
- [5] 陈仲颐, 叶书麟, 基础工程学, 中国建筑工业出版社, 1991, 201—206.
- [6] 陈凡, FEIPWAPC特征线桩基波动分析程序, 岩土工程学报, 1990, 12(5):65—75.
- [7] 陈凡, 黄友文, FEI-A桩基动测分析系统研制报告, 中国建筑科学研究院地基基础研究所, 1992.

### 书 讯

## 《复合地基》已由浙江大学出版社出版

龚晓南教授新著《复合地基》已由浙江大学出版社出版, 定价6.00元, 需购者可与作者联系。

作者在书中建立了复合地基理论体系, 介绍了复合地基基本理论及最新发展。全书共6章: 绪论, 土和复合土基本性状, 竖向增强体复合地基承载力, 水平向增强体地基承载力, 复合地基沉降计算, 复合地基工程实例等。

本书可供广大从事地基处理的设计和施工技术人员、土木工程类大专院校师生和土木工程技术人员学习参考。