

## 渤海南部海底桩尖阻尼系数的试验研究

陆岳屏 吴京平

(中国科学院力学研究所, 北京)

郑时凤 侯荣增

(渤海石油公司设计研究院, 天津)

### 一、前言

波动方程沉桩分析已成为桩式海洋石油钻采平台勘测设计与施工的重要组成部分, 但分析所用的参数直接影响沉桩能力和承载能力预测的精确性。当前波动方程分析所用参数因纯属经验性系数, 且影响因素较多, 各方面选用的计算模型及具体参数值均不相同, 变化及影响较大的主要参数可归结为桩周土及垫层材料两部分。土的计算模型有(双折)线性及非线性模型两类, 国内目前尚未编写非线性模型参数值的程序。土参数的室内测定方法一般用土动力瞬态加载试验及模型桩试验, 试验以不同的加载速率进行<sup>[1,2,7]</sup>。国外已见报导的结果多为地区性土层<sup>[3-6,8-10]</sup>, 采用的桩尖阻尼系数 $J_p$ 的建议值如下:

鲍尔斯(Bowles)建议

粘性土  $J_p = 0.6 \sim 0.93$  (s/m)

粉砂土  $J_p = 0.4 \sim 0.63$  (s/m)

砂土  $J_p = 0.5 \sim 0.6$  (s/m)

赫希(T.J.Hirsch)等人建议

粘性土  $J_p = 0.03$  (s/m)

粉砂土  $J_p = 0.49$  (s/m)

砂土  $J_p = 0.49$  (s/m)

史密斯(Smith)建议不分土质一律取 $J_p = 0.48$  (s/m)

希雷焉(Heerema)采取将砂土的静力强度 $p_s$ 与静力触探探头尖端贯入阻力 $q_c$ 相联系的方法, 他建议

$$p_d = 0.55q_c(1 + J_p V^{0.20})$$

当有效内摩擦角

$$\varphi' = 25^\circ \text{时}, J_p = 1.6 \text{ (s/m)}$$

$$\varphi' = 30^\circ \text{时}, J_p = 1.3(\text{s/m})$$

$$\varphi' = 35^\circ \text{时}, J_p = 1.0(\text{s/m})$$

$$\varphi' = 40^\circ \text{时}, J_p = 0.8(\text{s/m})$$

对粘土, 希雷马建议,

$$p_d = 11.5C_u(1 + J_p V^{0.20})$$

这里  $C_u$  是原状粘土的不排水剪切强度。

$$\text{当液性指数 } I_L = 0.30 \text{ 时}, J_p = 0.9(\text{s/m})$$

$$I_L = 0.15 \text{ 时}, J_p = 0.6(\text{s/m})$$

$$I_L = 0.00 \text{ 时}, J_p = 0.3(\text{s/m})$$

里斯(Reese)和福汉德(Forehand)建议

$$\text{粘土 } J_p = 1.3 \sim 3.3(\text{s/m})$$

$$\text{砂土 } J_p = 3.3 \sim 6.6(\text{s/m})$$

从以上数值来看, 由于地区不同差异甚大, 故不宜盲目采用。

本文应用单脉冲动态三轴仪以不同加载速率对渤海南部海底粘性土和粘质粉砂土原状试样施加冲击荷载模拟沉桩过程中桩尖土的应力状态, 测定桩尖土的阻尼特性, 以取得适用于渤海南部海底桩尖阻尼系数的参考值。

## 二、基本模型

如取缓冲壶模型, 认为桩周土的动阻力与静阻力的大小及单元的速度成正比, 其比例系数因桩侧与桩尖土质不同, 受力性质也不同, 所以分别取为桩尖阻尼系数  $J_p$  及桩侧阻尼系数  $J_s$ 。

本文采用修正的史密斯模型

$$p_d = p_s(1 + J_p V^n)$$

式中  $p_d$  为土的动强度;  $p_s$  为土的静强度;  $V$  为土的变形速率,  $n$  为非线性指数;  $J_p$  为桩尖土的阻尼系数。

在沉桩过程中, 桩尖土单元主要是处在冲击压缩状态, 本试验采取无侧限冲击加载, 测定在不同加载速率下土的动态无侧限压缩强度, 然后根据上述史密斯模型与静态无侧限强度(常规试验方法)测定值相比求得  $J_p$  值。

用不同加载速率的应力波冲击土样可以测得相应的(应力)  $p$  - (时间)  $t$ 、(变形)  $s$  - (时间)  $t$  的波形, 在  $p-t$  波上可以测得土的动强度  $p_d$ , 同时可以在  $s-t$  波上得到相应的变形值及到达该变形值的历时  $t$ , 从而可以求得变形速度  $v = s/t$ 。 $p_s$  值可以由常规静态无侧限压缩强度试验测定。为了模拟沉桩过程的真实情况, 对不同试样采取不同的加载速率。试样变形速度  $V$  希望能控制在  $0 \sim 1\text{m/s}$  或更高, 例如  $3 \sim 4\text{m/s}$ 。

由修正的史密斯模型

$$p_d = p_s (1 + J_p V^n)$$

得 
$$\ln \frac{p_d - p_s}{p_s} = \ln J_p + n \ln V$$

由上述试验确定  $p_d-V$  的关系线, 该关系线的斜率为  $n$ , 而截距为  $J_p$ 。

### 三、试验装置及试验原理

测定动态无侧限抗压强度试验采用中国科学院武汉岩土所研制的DSZ-500型土动三轴仪, 该仪器是专门用来研究瞬时荷载作用下土的动力特性、本构关系及其强度的动力装置, 它具有压力高, 频带宽, 动态性能稳定等特点。它以单脉冲荷载为主, 兼有重复波荷载。它的轴向最大应力  $\sigma_{1\max} = 2451.65 \text{ kPa}$ , 侧向最大应力  $\sigma_{3\max} = 980.66 \text{ kPa}$ 。轴向最大位移为  $30 \text{ mm}$ , 脉冲波的固有相位差为  $10 \text{ ms}$ 。能同时测量记录  $\sigma_1, \sigma_3, \varepsilon_1, \varepsilon_3, u$  参数时程曲线。

应用DSZ-500土动三轴仪进行无侧限冲击试验的基本假设为: ①由电磁激励器产生的应力波将均匀地作用在导杆和试样帽上, 产生的应力波的周期约  $30 \text{ ms}$ , 导杆的直径  $d = 50 \text{ mm}$ , 波长  $\lambda \geq 10d$ 。导杆由钢制成, 是理想的弹性材料, 因此应力波在导杆中传播, 到作用在试样帽的过程中不会产生弥散现象。②认为应力波通过试样时, 波在试样中传播的时间相对于载荷脉冲的宽度是很小的(即试样尺寸与波长之比很小), 这样, 在试样中传播可以发生多次反射, 两界面上的应力可以很快达到平衡, 从而可以忽略波在短试件中的传播效应, 作为准静态来考虑。这样我们也可以认为在试件的应力趋于均匀化, 可以用两端面的应力来代表。③试件的轴向和横向惯性可以忽略。④认为试件与试样帽之间的摩擦效应可以忽略。

为了保证试样能满足上述的基本假设, 本文进行了一些简化分析。试验采用的试样尺寸为  $\phi = 50 \text{ mm}$ ,  $L = 100 \text{ mm}$ , 加载应力波前沿上升时间为  $10 \text{ ms}$ , 而土样达到破坏应变的时间约  $12 \text{ ms}$ 。对渤海南部海底粉砂土和粘性土进行实验室纵波速度测定, 两种土的纵波速度分别为  $330 \text{ m/s}$  和  $1060 \text{ m/s}$ 。以粉砂土为例, 应力波通过  $L = 100 \text{ mm}$  的试样所需时间为  $0.3 \text{ ms}$ , 那么在到达破坏应变之前, 应力波在试样中至少可来回反射  $20$  次以上, 从而可以忽略波在试样中的传播效应而作为准静态来考虑。那么下一步的问题是估算经过多少时间(即多少次反射后)能达到试样两端的应力平衡。

假设试样钢帽的截面与试件截面相等, 且认为试样到达破坏应变前是处于弹性状态。根据在界面的两边应力和速度连续(图1), 则

$$\sigma_I + \sigma_R = \sigma_T$$

可得 
$$\frac{\sigma_R}{\sigma_I} = \frac{\rho_c C_c - \rho_s C_s}{\rho_c C_c + \rho_s C_s} = k$$

$$\frac{\sigma_T}{\sigma_I} = \frac{2\rho_c C_c}{\rho_c C_c + \rho_s C_s} = 1 + K$$

式中  $\rho_c, C_c$  分别为土的容重和声速;  $\rho_s, C_s$  分别为钢的密度和声速;  $\sigma_I, \sigma_R, \sigma_T$  分别为入射应力、反射应力和透射应力。设  $k$  为波从弹性钢试样帽到试样界面上的反射系数, 则透射系数为  $\sigma_T/\sigma_I = 1 + k$  (图2), 波从试样到钢试样帽的反射系数则为  $-k$ , 透射系数则为  $1 - k$

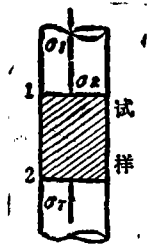


图 1 应力波在试样与试样帽交界面上的作用

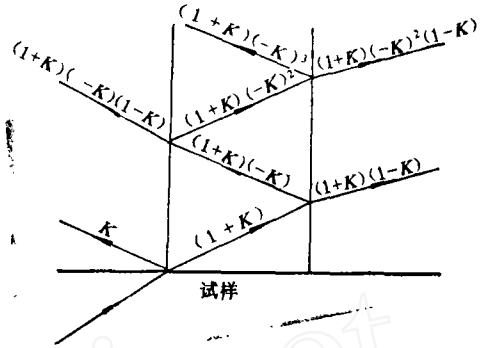


图 2 波在试样和弹性钢试样帽中的传播

假设在试样上帽盖产生一个矩形波  $AI(t)$ ,  $A$  为波的幅值, 定义单位函数  $I(t)$  性质为

$$I(t) \begin{cases} 1 & \tau \geq 0 \\ 0 & \tau < 0 \end{cases}$$

即  $I(t)$  零点取在波到界面上的时刻。

界面 1 上(试样与上帽盖)

$$\begin{aligned} \sigma_R &= AkI(t) + A(1+k)(-k)(1-k)I\left(t - \frac{2L}{C_c}\right) \\ &+ A(1+k)(-k)(-k)(-k)(1-k)I\left(t - \frac{4L}{C_c}\right) + \dots \\ &= AkI(t) + A(1-k^2) \sum_{n=1}^{\infty} (-k)^{2n-1} I\left(t - \frac{2nL}{C_c}\right) \end{aligned}$$

面 1 上的  $\sigma_1$  为

$$\sigma_1 = AI(t) + AkI(t) + A(1-k^2) \sum_{n=1}^{\infty} (-k)^{2n-1} I\left(t - \frac{2nL}{C_c}\right)$$

同理界面 2 上的  $\sigma_2$ (试样与下帽盖)为

$$\sigma_2 = A(1-k^2) \sum_{n=1}^{\infty} (-k)^{2n-2} I\left(t - \frac{(2n-1)L}{C_c}\right)$$

以本试验粉砂土为例, 作一演算:

$$\text{粉砂土 } \rho_c = 0.196 \text{ kPa}, C_c = 330 \text{ m/s}$$

$$\rho_s = 0.765 \text{ kPa}, C_s = 5000 \text{ m/s}$$

$$\text{则 } k = \frac{\rho_c C_c - \rho_s C_s}{\rho_c C_c + \rho_s C_s} = -0.967$$

$$\text{当 } n = 1 \text{ 时}, (\sigma_1 - \sigma_2) / A = 3.1\%$$

$$n = 2 \text{ 时}, (\sigma_1 - \sigma_2) / A = 2.9\%$$

...

$$n = 10 \text{ 时}, (\sigma_1 - \sigma_2) / A = 1.1\%$$

...

$$n = 15 \text{ 时}, (\sigma_1 - \sigma_2) / A = 0.1\%$$

可见对粉砂土试样经过10次反射后两界面的应力差仅为1%, 在经过15次反射后即完全平衡, 由此可以认为波在粉砂土试件中来回反射10次后, 应力与应变开始到达均匀化。由上述分析可知, 试样到达破坏前应力波在试样中可来回反射20次, 因此可由试样两端的应力来代表试样中的应力, 本试验的上帽盖应力计测定值可以代表试样应力。

#### 四、单脉冲无侧限压缩强度试验

试样分别取自渤海南部海底7个钻孔, 原状粘性土试样17个, 粘质粉砂土试样17个, 钻孔深度40~120m。两种试样的颗粒分析结果分别如图3和图4所示。粘土试样试验前的天然含水量为25~47%, 液限平均值为39.0%, 塑限平均值为21.2%。粉砂土的试样的天然含水量为21~35%。两种试样均为饱和原状土。

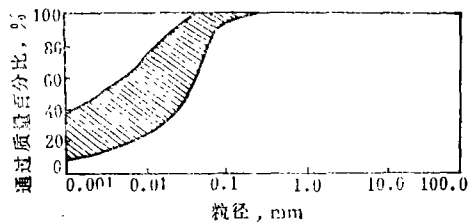


图3 粘土粒径分布曲线

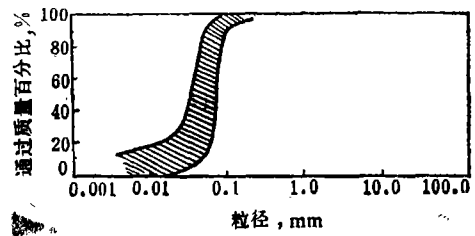


图4 粉砂土粒径分布曲线

对粘土和粉砂土进行单脉冲无侧限动强度的测试。采用应力控制法，施加不同幅值的轴向动荷载，试样的应力时程曲线和相应的应变时程曲线分别由光线示波器记录。典型的粘土和粉砂土的无侧限动态压缩试验的应力和应变波形如图5、6所示。



图5 粘土动态应力变形波形



图6 粉砂土动态应力变形波动

对加载应力波的上升时间(即加载应力波到达峰值的时间)控制为10ms,然后对不同试验改变轴向动荷载的幅值,以测定不同应变速率对土的强度的影响。应变速率范围为 $6 \times 10^{-1} \sim 10/s$ (即试样的变形速度为 $V = 0.06 \sim 1m/s$ )。试验得到典型的动态应力-应变关系,如图7、8所示。

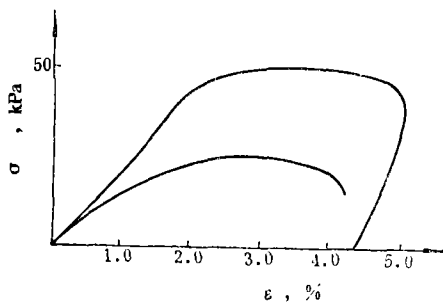


图7 粉砂土动态与静态试验应力-应变关系

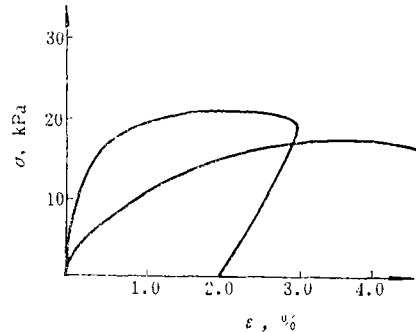


图8 粘性土动态与静态试验应力-应变关系

## 五、结果与讨论

根据修正史密斯模型 $p_d = p_s(1 + J_p V^n)$ ,分别测定了渤海南部粘性土和粘质粉砂土在不同应变速率下的无侧限动态强度,应变速度以及静态无侧限强度。相应于破坏应变下的静态强度、动态强度以及变形速度的试验结果列于表1、表2。

参考国外各家的试验结果,本文取 $n = 0.20$ ,则分别把表1和表2的试验结果绘制成 $(p_d - p_s)/p_s$ 和 $V$ 的关系,如图9、10所示,用最小二乘法进行统计分析,得到粘性土和粉砂土的桩尖阻尼系数分别为 $1.2s/m$ 和 $0.94s/m$ 。把试验结果同前述的国外几种主要 $J_p$ 建议

表1 粘性土试验结果

试样号	动态无侧限强度 $p_d$ (kPa)	静态无侧限强度 $p_s$ (kPa)	$\frac{(p_d - p_s)}{p_s}$	$V(m, s)$
1	20.40	16.18	0.26	0.06
2	66.68	30.40	1.19	0.50
3	22.06	14.71	0.50	0.24
4	150.04	90.22	0.66	0.39
5	22.56	9.81	1.30	0.51
6	73.55	30.40	1.42	0.65
7	17.46	135.33	0.29	0.14
8	48.05	24.81	0.94	0.25
9	70.61	28.44	1.48	0.83
10	165.73	86.30	0.91	0.33
11	16.18	8.83	0.83	0.13
12	146.12	57.66	1.52	0.78

表2 粉砂土试验结果

试样号	动态无侧限强度 $p_d$ (kPa)	静态无侧限强度 $p_s$ (kPa)	$\frac{p_d - p_s}{p_s}$	$V(m/s)$
1	62.76	36.09	0.74	0.73
2	59.82	42.17	0.42	0.41
3	58.84	52.96	0.11	0.086
4	79.43	61.78	0.29	0.19
5	50.99	25.79	0.98	0.29
6	59.82	27.46	1.18	0.73
7	64.72	33.34	0.94	0.48
8	113.76	50.99	1.23	0.82

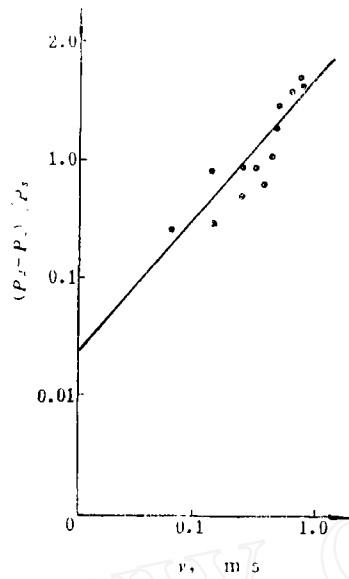


图9 粘性土动强度与变形速度的关系

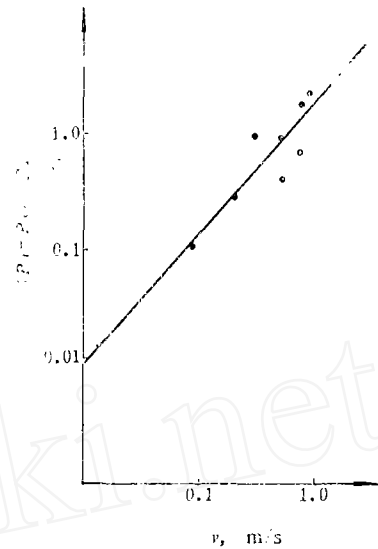


图10 粉砂土动强度与变形速度的关系

值相比较,可以看出结果同美国得克萨斯大学里斯教授所提出的建议值较为接近。

本试验所取的海底原状试样数量有限以及试样的变形速度未能达到更高(本试验试样变形速度只达到1m/s,而真实的打桩速度有时高达3~4m/s),以后如有可能应该使试样的变形速度提高到4m/s,这样可以更清楚地显示出 $p_a-V$ 之间的非线性关系。

试验中土的动静强度都采用无侧限强度,这时模拟土的真实应力状态是不理想的,尤其是对砂性土。以后在仪器条件允许情况下,进行加围压的冲击加载试验以模拟真实土的应力状态。

本试验研究得到了中国科学院力学研究所钱寿易先生的指导,钱先生对本文提了不少宝贵意见,在试验中也得到中国科学院武汉岩土所张怀芳等同志的大力协助,在此表示感谢。

### 参 考 文 献

- [1] 海洋石油勘探局勘探开发设计研究院,渤海12号平台钢管桩试验研究报告集,1982年3月。
- [2] 胡成,索富珍等,波动方程与打桩分析中的计算机方法,第三次全国土力学与基础工程学术讨论会论文,1979年。
- [3] Whitman, R. V., Shear Strength of Sands during Rapid Loadings, Proc. ASCE Soil Mechanics Foundations Division Vol. 88, SM2, 1962.
- [4] Whitman, R. V., The Behavior of soil Under Transient Loadings, Proc 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 1957.
- [5] Whitman, R. V., Shearing Resistance of Sand during Rapid Loadings, AD 284491.
- [6] Casagrande, A. and Shannon, W. L., Stress-deformation and Strength Charac-



*teristics of Soils Under Dynamic Loads, Proc of The 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.*

- [ 7 ] 海洋石油勘探局勘探开发设计研究院,波动理论在桩基工程中的应用专题译文集,海洋石油,1978年第4期。
- [ 8 ] Coyle,H. M. and Gideson,G. C.,Empirical damping Constants for Sand and Clays, ASCE SM3, 1970.
- [ 9 ] Heerema,E. P.,Dynamic Point Resistance in Sand and in Clay for Pile Driveability Analysis, Ground Engineering, Sept, 1981.
- [10] Litkouhi,S., Poskitt T. J., Damping Constants for Pile driveability Calculations, Geotechnique, Mar 1980, p p77-86.

www.cnki.net