

桩-土非线性土阻力模型的研究

刘 剑

(温州市城市规划设计研究院,温州 325003)

【摘 要】 在分析了基桩动测时桩周土阻力随桩身位移变化的基础上,对高应变情况下桩侧土阻力和桩端土阻力提出了相应的模型,并利用工程实例进行了验证。

【关键词】 土阻力;高应变;非线性

【中图分类号】 TU473

Research of the Non-linearity Models of Soil Resistance

【Abstract】 Based on analyzing the change of soil resistance surrounding pile with the displacement of foundation pile during dynamic test, some relative models of soil resistance surrounding pile and soil resistance on pile's end in high strain condition are given. The models are proven by engineering practice.

【Key words】 soil resistance; high strain; non-linearity

0 引言

高应变试桩是国内外新近发展起来的基桩测试方法,与传统的静载试验比较,其测试速度快且测试费用低,并能较全面地反映桩受荷时的性状。目前国内用得较多的分析软件如美国的 CAPWAPC,建研院的 FEIWAP 等程序都是利用一维波动理论来分析桩的性能(特别是确定桩的承载力)。但在这些软件中将桩周土视为理想弹塑性体,实际上土体在受荷时表现出十分明显的非线性性状,所以在采用桩-土阻力模型时必须以非线性为基础。

1 桩侧土阻力模型

图 1(a)所示,对桩侧部分,由于桩顶荷载的作用使得周围土体发生剪切变形,而剪应力又通过桩侧周围连续环形土单元向四周传播,在桩身一定范围内形成一受剪的圆柱形土体。圆柱体内取一微元体(图 1(b)),可写出竖向平衡微分方程式:

$$\frac{\partial}{\partial r}(\tau_{rz} \cdot r) + r \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 \quad (1)$$

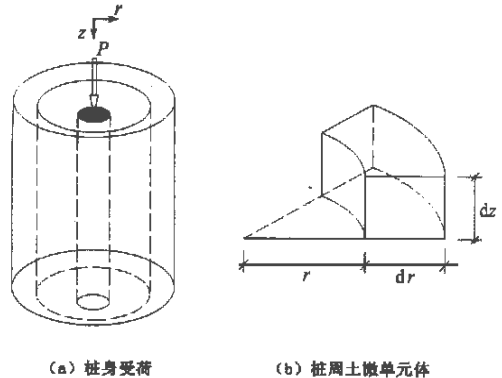


图 1 桩身剪切位移法模型图

由于桩受力后,桩身附近处的剪应力 τ 的增加远大于竖向应力 σ_z ,因而略去 $\frac{\partial \sigma_z}{\partial z}$ 项后,方程式近似地变为:

$$\frac{\partial}{\partial r}(\tau_{rz} \cdot r) = 0 \quad (2)$$

用分离变量法可求得该方程的解为:

$$\tau_{rz} = \frac{\tau_0 r_0}{r} \quad (3)$$

式中： τ_0 , r_0 表示桩侧土表面处的剪应力和桩的半径。

在不考虑轴向应变和径向应变的情况下，剪切变形表达式为：

$$\gamma = \frac{\partial w}{\partial r} \tag{4}$$

对桩侧土采用不同的本构模型，将会得出不同的表达式，下面分两种情形讨论：

1.1 线弹性模型

在小应变情况下，为了计算及方程求解的方便，对桩侧土采用线弹性模型是可以接受的。

此时有：

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \tag{5}$$

$$\left. \begin{aligned} w_s(z, r) &= \int \partial w = \frac{\tau_0 r_0}{G_0} \int_{r_0}^{\infty} \frac{\partial r}{r} = \frac{\tau_0 r_0}{G_0} \ln\left(\frac{r_m}{r}\right) & (r_0 \leq r \leq r_m) \\ w_s(z, r) &= 0 & (r > r_m) \end{aligned} \right\} \tag{7}$$

- 式中： w_s ——桩侧土的竖向位移，mm；
- G_0 ——桩身范围内土的剪切模量，MPa；
- r ——离桩轴线的水平距离，m；
- r_m ——剪切变形可忽略的距离，m。

式中 r_m 的取值可依照静载试验的标准而定，根据 JGJ 94-94《建筑桩基技术规范》规定，在静力试桩时基准桩与试桩的距离要大于 4 倍桩径，故取的 $r_m = 10 r_0$ 已足够。因此桩侧表面土体的竖向位移为：

$$w_s(r_0) = \frac{\tau_0 r_0}{G_0} \ln\left(\frac{10 r_0}{r_0}\right) = 2.3 \frac{\tau_0 r_0}{G_0} \tag{8}$$

当桩侧土体中的剪应力达到极限值 τ_{max} 时，竖向位移 w 即为弹限(quake) q_s ：

$$q_s = 2.3 \frac{\tau_{max} r_0}{G_0} \tag{9}$$

把式(3)和(5)代入式(4)，则得：

$$\partial w = \frac{\tau}{G_0} \partial r = \frac{\tau_0 r_0}{G_0} \cdot \frac{\partial r}{r} \tag{6}$$

两边积分后求得地表下任一深度 z 处的竖向位移(见图 2)。

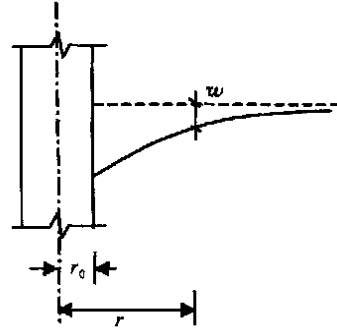


图 2 桩侧土位移 w 随水平距离 r 的变化示意图

式(7)的右边分子分母同乘 2π ，可得桩侧土的剪切刚度 K_s 的表达式：

$$K_s = 2\pi r_0 \tau_0 / w = 2\pi G_0 / \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \tag{10}$$

式(9)表明，CAPWAPC 等波动分析程序中定义的弹限 quake 与桩径及桩侧土体的剪切模量有关。笔者用式(9)计算所得的 q_s 值与 PDA 测试中推荐的 quake = 2.54 mm 对实际工程进行对比计算，在其它参数不变的情况下，用式(9)计算的 q_s 值拟合所得的结果明显要好，具体可见下面的工程实例。

工程实例：平阳县建设银行大楼。

平阳县建设银行大楼桩基础采用 $\Phi 800$ 钻孔灌注桩，桩长 47~55 m，以⑥粘土层为桩基持力层。土层的物理力学指标见表 1。

表 1 土层物理力学指标表

土 层	层厚/m	承载力标准值 f_k/kPa	压缩模量 E_s/MPa	摩阻力标准值 q_s/kPa	端阻力标准值 q_p/kPa
①粘土	1.30~1.40	85	4.8	14.5	
②淤泥	26.0~28.5	45	1.3~2.6	6.5	200
③淤泥质粘土	9.0~19.9		2.9	12.0	300
④中细砂	0.0~4.3			15.0	1 000
⑤粉质粘土	2.2~3.2		6.0	14.0	800
⑥粘土	10.0~13.8		4.0	15.0	650
⑦砂卵石夹粘土	2.6~3.5			35.0	2 800
⑧粉质粘土	大于 2.8		6.9	20.0	1 200

图 3(a)是该桩现场采集的力和速度曲线,40 号桩距桩顶约 20 m 处有缺陷,桩底的反射不明显,是以摩阻力为主的桩。取 $q_s = 2.54 \text{ mm}$,经拟合分析得图 3(b)的结果。现

按式(9)计算各土层的 q_s 值,为方便计算,将桩长范围内的土层分成②淤泥层、③淤泥质粘土层和⑥粘土层三层,相应地做拟合分析,得出结果见图 3(c)和表 2 所示。

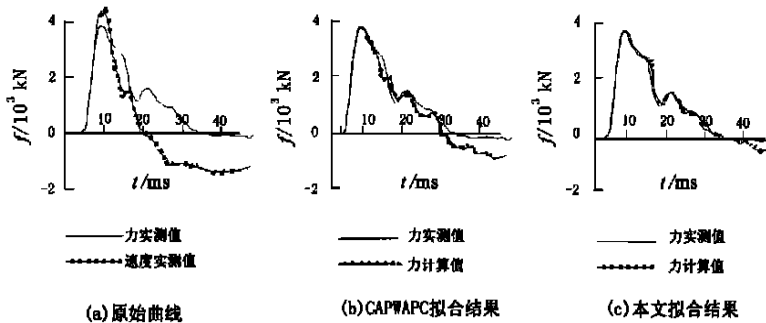


图 3 平阳建行大楼 40# 桩测试结果图

表 2 曲线拟合成果表

土层名称	修正前				修正后			
	弹限 q_s/mm	侧阻力 Q_s/kN	端阻力 Q_p/kN	承载力 Q_u/kN	弹限 q_s/mm	侧阻力 Q_s/kN	端阻力 Q_p/kN	承载力 Q_u/kN
②淤泥	2.54				3.92			
③淤泥质粘土	2.54	1 782.1	100.9	1 883.0	4.99	1 952.9	350.1	2 303.0
⑥粘土	2.54				4.52			

拟合分析表明, q_s 值的变化对最终结果影响较大。按式(9)计算,②淤泥层、③淤泥质粘土层和⑥粘土层的 q_s 值分别为 3.92 mm、4.99 mm 和 4.52 mm。首先,桩的极限承载力从 1 883 kN 提高到 2 303 kN,增长了 22.3 %。相应的极限侧阻力和极限端承载力都有提高,平均每米桩长的桩侧阻力从 39.96 kN/m 增加到 43.79 kN/m,而端承载力则提高了 3.5 倍;其次,从拟合曲线看,图 3(c)

中的曲线拟合质量明显要好于图 3(b)中的曲线。

1.2 双曲线模型

当桩顶荷载较大时,桩侧土的剪切变形也较大,其应力应变关系表现出明显的非线性,此时土的本构模型可采用双曲线模型,即:

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_0} + \frac{\gamma}{\tau_{\max}}} \quad (11)$$

上式经整理后得:

$$\gamma = \frac{\tau_{\max}}{G_0} \cdot \frac{\tau}{\tau_{\max} - \tau} \quad (12)$$

$$\partial w = \frac{\tau_{\max}}{G_0} \cdot \frac{r}{\tau_{\max} - \frac{\tau_0 r_0}{r}} \partial r \quad (13)$$

把式(12)和(3)代入式(4),有:

上式求积分得:

$$w_s = \frac{\tau_{\max}}{G_0} \int_{r_k}^{r_m} \frac{1}{\frac{\tau_{\max} r}{\tau_0 r_0} - 1} dr = \frac{\tau_0 r_0}{G_0} \ln \frac{r_m - \frac{\tau_0 r_0}{\tau_{\max}}}{r_0 - \frac{\tau_0 r_0}{\tau_{\max}}} = \frac{\tau_{\max} r_0}{G_0} \cdot \frac{\tau_0}{\tau_{\max}} \ln \frac{r_m - \frac{\tau_0 r_0}{\tau_{\max}}}{r_0 - \frac{\tau_0 r_0}{\tau_{\max}}} \quad (14)$$

式中 τ_{\max} 为剪应力渐近值, 当 $\tau_0 \rightarrow \tau_{\max}$ 时, 由上式 $w \rightarrow \infty$ (见图 4)。

上式右端分子分母同乘 r_0 , 并将 E_b 用 $2(1 + \nu_b) G_b$ 代替, 于是:

$$w_b = \frac{p_b(1 - \nu_b)}{4 r_0 G_b} \quad (17)$$

- 式中: w_b ——桩端位移, mm;
- ν_b ——桩端土的泊松比;
- σ_b ——桩端应力, kPa;
- E_b ——桩端土弹性模量, MPa;
- p_b ——桩端土阻力, kPa;
- G_b ——桩端土剪切模量, MPa。

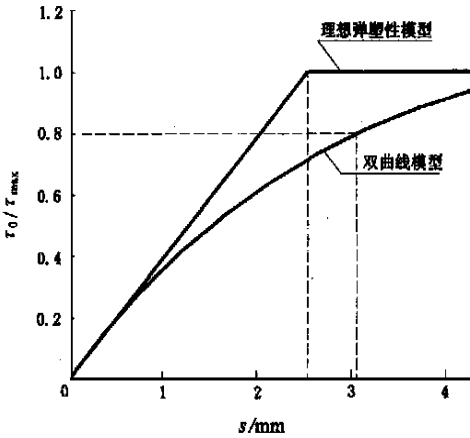


图 4 桩侧土阻力模型图

假设以 $\tau_0 = 0.8 \tau_{\max}$ 为桩侧土体极限剪应力, r_m 值可取 $10 r_0$, 将 τ_0 的值代入式(14)则:

$$w_s = \frac{1.25 \tau_0 r_0}{G_0} \times 0.8 \ln \frac{10 r_0 - 0.8 r_0}{r_0 - 0.8 r_0} = 3.83 \frac{\tau_0 r_0}{G_0} \quad (15)$$

比较上式和式(8), 发现按线弹性模型计算的 w_s 值要小于按上式计算的 w_s , 约为 0.75 倍(2.3/3.06)。图 4 清晰地表明了两者的差别。

2 桩端土阻力的静力模型

由于桩尖犹如一个刚性压块, 故可用如下的 Boussinesq 公式求解, 即:

$$w_b = \frac{(1 - \nu_b^2) \pi r_0 \sigma_b}{2 E_b} \quad (16)$$

2.1 线弹性模型

采用线弹性模型时, 土的模量在加荷过程中保持不变, 因此

$$w_b = \frac{p_b(1 - \nu_b)}{4 r_0 G_0} \quad (18)$$

$$\text{桩端土的刚度为: } K_b = \frac{4 r_0 G_0}{(1 - \nu_b)} \quad (19)$$

由式(19)可方便地得出桩端土的弹限

$$q_b = \frac{p_{\max}(1 - \nu_b)}{4 r_0 G_0} \quad (20)$$

2.2 双曲线模型

桩端的变形较大时, 可对土体采用 Kondner 的双曲线模型, 即

$$\sigma = \frac{\epsilon}{1/E_0 + \epsilon/\sigma_{\max}}$$

由上式可得: $E_b = (1 - \frac{\sigma}{\sigma_{\max}}) E_0$ (21)

代入式(16), 则可得出相应的桩端位移与应力的关系式:

$$w_b = (1 - \nu_b^2) \cdot \pi r_0 \cdot \frac{\sigma_{max}}{2 E_0} \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{max} - \sigma_b} \quad (22)$$

其中 σ_{max} 是主应力渐近值。式(22)改写成以桩端土阻力表示的形式

$$w_b = \frac{1 - \nu_b}{4 r_0 G_0} \cdot p_{max} \frac{p_b}{p_{max} - p_b} \quad (23)$$

将式(17)和(23)的曲线绘于同一张图上(图5),可见桩端土阻力的非线性模型与线性模型之间的差别较桩侧土更为显著。

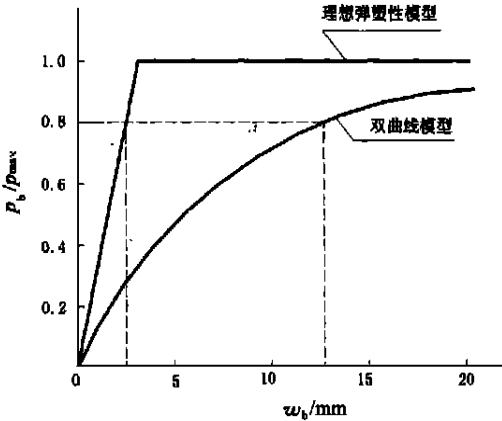


图5 桩端土阻力模型图

令桩端土阻力达到极限时 $p_b = 0.8 p_{max}$, 则由式(23):

$$w_b = \frac{1 - \nu_b}{4 r_0 G_0} \cdot 1.25 p_b \frac{p_b}{1.25 p_b - p_b} = 5 \frac{(1 - \nu_b) p_b}{4 r_0 G_0} \quad (24)$$

即此时的位移 w_b 是线弹性时的 5 倍之多。

桩端处的阻力是桩在荷载作用下桩与桩周土之间产生相对位移到一定程度后,传至桩端处引起土的压缩变形时产生的。因此,要使桩端阻力充分发挥,就需要比桩侧摩阻力全部发挥时桩与土之间的相对位移量大得多。试验研究表明,一般端沉降为桩径的 0.1~0.25

倍时,桩端土阻力才达到极限值。这就是在 CAPWAPC 的拟合过程中经常会产生端阻力与设计值相差很大的原因。

3 结论

合理选取土阻力是基桩波动分析的关键, CAPWAPC 模型中将土的侧阻力和端阻力的弹限都定为 2.54 mm 是欠合理的。根据本文的分析结果提出以下结论:

1)CAPWAPC 分析中桩侧土的弹限 q_s 不仅与土的性质有关,还与桩径有关,是桩-土相互作用的体现。在拟合分析时按文中式(9)计算弹限,能较好地改善拟合结果。

2)桩端土阻力的弹限要比桩侧大很多,现场测试中很难将桩端极限土阻力激发出来,其机理还有待进一步的研究。

3)在高应变试桩时,无论是桩侧还是桩端土阻力都表现出显著的非线性性状,本文对土体采用双曲线模型,推导了桩-土相对位移与土阻力之间的关系,如式(14)、(23)所示。

参 考 文 献

- 1 Goble Rausche Linkins and Associates, inc. CAPWAPC User's Manual 1993
- 2 Peter W Lai, Ching L Kuo, Terry Puckett. Dynamic Soil Responses of Impact Pile Driving A Case History Study, FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS - WAVE THEORY TO PILES, SEPTEMBER 11-13, 1996, ORLANDO, FLORIDA.
- 3 王幼青, 张克绪. 桩波动分析土反力模型研究. 岩土工程学报, 1994, 16(2)
- 4 董华恩, 李挺. 基桩波动分析中的土阻力模型. 浙江建筑, 1998(6)

收稿日期:2001-04-19