

文章编号: 1000-0887(2005) 06-0645-08

水平振动下桩基的非线性动力学特性^{*}

胡育佳, 程昌钧, 杨 晓

(上海大学 力学系; 上海市应用数学和力学研究所, 上海 200072)

(本刊编委程昌钧来稿)

摘要: 将桩_土系统看成一个嵌入桩基的粘弹性半空间, 利用连续介质力学的方法, 在空间柱坐标系中建立了非线性桩_土相互作用的数学模型——桩土耦合的非线性边值问题。在频率域内研究了水平振动下桩基的非线性动力学特性, 考察了轴力对桩基非线性动力学特性的影响。研究了多种参数对桩基动力学特性的影响, 特别是轴力对桩基刚度的影响。结果表明: 在轴力作用下桩基可能丧失承载能力。因此, 研究桩基水平振动的力学行为时, 必须考察轴力的影响。

关键词: 桩_土相互作用; 连续介质力学; 粘弹性半空间; 参数研究; 桩基的动刚度

中图分类号: O343 文献标识码: A

引 言

桩基础是建筑物的一种重要基础形式, 其应用已有数百年的历史。最近 30 年来桩基的定性分析、数值模拟、试验研究以及桩基的检测手段与技术等研究已成为国内外岩土工程专家、技术人员共同关心的问题, 其中, 桩_土相互作用的动力学行为的分析是桩基研究中的一个重要的内容引起广泛的关注。Novak(1974)^[1]将土看成是线弹性材料, 运用连续介质力学的方法, 首先研究了桩_土的相互作用, 并在其后的一系列文献^[2-4]中发展和完善了他的理论。Angelides 和 Anestise 等人(1981, 1985)^[5,6]提出了非线性粘弹性模型, Yang 和 Chau(2000)^[7]在此模型的基础上, 得出了在非线性粘弹性模型下桩_土的相互作用。但在这些研究中, 均忽略了桩顶轴力对桩_土相互作用的影响。

本文把桩_土看成一个嵌入桩基的粘弹性半空间, 其中, 桩基被看成是由线性粘弹性材料组成的, 受轴力作用的 Euler 梁, 其截面为半径为 R_0 的圆; 同时土被分为两个区域——接近桩周的内层土域和远离桩周的外层土域, 其中, 前者为由非线性粘弹性材料组成的内外半径分别为 R_0 和 R_1 的圆柱体, 后者为由线性粘弹性材料组成内半径为 R_1 、外半径为无限大的圆柱体。在空间柱坐标系中, 分别由 Euler 梁理论和连续介质力学的方法, 建立了桩_土耦合系统的非线性边值问题, 并对这一问题进行了求解。同时, 本文中还对进行了大量的参数研究。

* 收稿日期: 2003_12_12; 修订日期: 2005_01_25

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50278051); 上海市重点学科建设项目

作者简介: 胡育佳(1979—), 男, 上海人, 博士(E-mail: huyujia02720793@sina.com);

程昌钧(联系人, Tel: +86_21_56331454; E-mail: chjcheng@staff.shu.edu.cn)。

1 桩_土相互作用的数学模型

1.1 物理模型与基本假设

这里, 将桩_土看成是一个嵌入桩基的粘弹性半空间, 为了便于分析将作如下基本假设:

- 1) 桩基被看成由各向同性、均匀线性粘弹性材料组成的 Euler 梁, 其横截面为具有半径为 R_0 的圆, 长为 H , 并受轴力 N 的作用;
- 2) 内层土域(简称为内域)为由非线性粘弹性材料组成的空心圆柱体, 其内、外半径分别为 R_0 和 R_1 , 土厚为 H ;
- 3) 外层土域(简称为外域)为由线性粘弹性材料组成的无穷大空心圆柱体, 其内半径为 R_1 , 土厚为 H ;
- 4) 桩和土, 内域和外域之间不脱离, 土体表面为自由表面。忽略垂直振动的影响, 只考察桩基的水平振动。

1.2 模型的数学公式化

下面分别建立桩基、内域土和外域土的位移形式的平衡微分方程、边界条件和连接条件, 即相应的数值模型。

1.2.1 桩基的数学模型

为了便于在频率域内考虑问题, 设桩基的水平振动位移为 $u_p(z, t) = u_p(z)e^{i\omega t}$ 。由梁的理论不难得到振幅 $u_p(z)$ 满足的四阶线性微分方程

$$E_p^* I_p \frac{\partial^4 u_p}{\partial z^4} + N \frac{\partial^2 u_p}{\partial z^2} - m_p \omega^2 u_p = -p(z), \quad (1)$$

其中, N 为轴力, ω 为振动频率, m_p 为单位长度的质量, $p(z)$ 为土对桩基的作用力。它与桩_土的材料性质、边界条件和连接条件都有关, 它的求解是整个问题的关键。

为了明确起见, 这里只考察桩基的底部铰接, 桩顶水平方向可动的情况, 故有端部条件

$$\begin{cases} u_p(z) = 0, & M_p(z) = 0, & \text{当 } z = 0, \\ u_p(z) = Hu_0, & \phi(z) = 0, & \text{当 } z = H, \end{cases} \quad (2)$$

其中, $\phi(z) = du_p(z)/dz$ 为转角, $M_p(z) = -E_p^* I_p d^2 u_p(z)/dz^2$ 为弯矩, $Q_p(z) = -E_p^* I_p d^3 u_p(z)/dz^3$ 为剪力, $E_p^* = E_p(1 + 2\xi_p \cdot j)$ 为材料的复弹性模量, I_p 为桩的转动惯量, ξ_p 为材料的阻尼系数,

$j = \sqrt{-1}$ 。由基本假设 4), 桩_土之间的连接条件为

$$\begin{cases} u_r^i(r, \theta, z) = u_p(z), & \text{其中 } r = R_0, \theta = 0, \\ u_\theta^i(r, \theta, z) = -u_p(z), & \text{其中 } r = R_0, \theta = \pi/2, \end{cases} \quad (3)$$

其中, u_r^i, u_θ^i 分别为内域在 r, θ 方向的位移幅值。

1.2.2 内域的数学模型

根据弹性力学^[8], 容易得到在圆柱坐标系 (r, θ, z) 中, 内域位移形式的平衡微分方程

$$\begin{cases} (\lambda_n^* + 2G_n^*) \frac{\partial \Delta^i}{\partial r} - 2G_n^* \frac{1}{r} \frac{\partial \omega_z^i}{\partial \theta} + G_n^* \frac{\partial^2 u_r^i}{\partial z^2} = \rho_n \frac{\partial^2 u_r^i}{\partial t^2}, \\ (\lambda_n^* + 2G_n^*) \frac{1}{r} \frac{\partial \Delta^i}{\partial r} - 2G_n^* \frac{\partial \omega_z^i}{\partial r} + G_n^* \frac{\partial^2 u_\theta^i}{\partial z^2} = \rho_n \frac{\partial^2 u_\theta^i}{\partial t^2}, \end{cases} \quad (4)$$

其中, u_r^i 和 u_θ^i 是内域的位移分量, 它们都是关于 r, θ 和时间 t 的函数, $\lambda_n^* = 2\nu_n G_n^* / (1 - 2\nu_n)$,

$G_n^* = G_n(1 + 2\xi_n \cdot j)$ 为内域的复剪切模量, ν_n 和 ξ_n 为内域土的泊松比和阻尼系数, 并且

$$\Delta^i = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r}(ru_r^i) + \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta^i}{\partial \theta}, \quad w_z^i = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r}(ru_\theta^i) - \frac{1}{r} \frac{\partial u_r^i}{\partial \theta} \right]. \quad (5)$$

内域的边界条件: 由假设 4) 有

$$\begin{cases} u_r^i = 0, \quad u_\theta^i = 0, & \text{当 } z = 0, \\ \tau_{rz}^i = 0, \quad \tau_{z\theta}^i = 0, & \text{当 } z = H. \end{cases} \quad (6)$$

1.2.3 外域的数学模型

类似地, 也可建立外域的数学模型

$$\begin{cases} (\lambda^* + 2G^*) \frac{\partial \Delta^o}{\partial r} - 2G^* \frac{1}{r} \frac{\partial \omega_z^o}{\partial \theta} + G^* \frac{\partial^2 u_r^o}{\partial z^2} = \rho \frac{\partial^2 u_r^o}{\partial t^2}, \\ (\lambda^* + 2G^*) \frac{1}{r} \frac{\partial \Delta^o}{\partial r} - 2G^* \frac{\partial \omega_z^o}{\partial \theta} + G^* \frac{\partial^2 u_\theta^o}{\partial z^2} = \rho \frac{\partial^2 u_\theta^o}{\partial t^2}, \end{cases} \quad (7)$$

其中, u_r^o 和 u_θ^o 是外域的位移, 是 r 、 θ 和时间 t 的函数, $\lambda^* = 2\nu G^*/(1 - 2\nu)$, $G^* = G(1 + 2\xi \cdot j)$ 为外域的复剪切模量, ν 和 ξ 为外域土的泊松比和阻尼系数, 同时,

$$\Delta^o = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r}(ru_r^o) + \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta^o}{\partial \theta}, \quad w_z^o = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r}(ru_\theta^o) - \frac{1}{r} \frac{\partial u_r^o}{\partial \theta} \right]. \quad (8)$$

由假设 4) 有外域边界条件

$$\begin{cases} u_r^o = 0, \quad u_\theta^o = 0, & \text{当 } z = 0, \\ \tau_{rz}^o = 0, \quad \tau_{z\theta}^o = 0, & \text{当 } z = H, \\ u_r^o = 0, \quad u_\theta^o = 0, & \text{当 } r \rightarrow \infty. \end{cases} \quad (9)$$

内外层土的连接条件: 由假设 4) 可得到

$$u_r^i = u_r^o, \quad u_\theta^i = u_\theta^o, \quad \sigma_r^i = \sigma_r^o, \quad \tau_{r\theta}^i = \tau_{r\theta}^o, \quad \text{当 } r = R_1. \quad (10)$$

由微分方程, 边界条件及连接条件(1)~(10)可见, 这是关于求解 5 个未知位移 $u_p, u_r^i, u_\theta^i, u_r^o$ 和 u_θ^o 的耦合的非线性边值问题。

2 非线性边值问题的求解

2.1 内域土中边值问题的求解

由假设可知, 内域土是非线性粘弹性材料, 为了便于求解, 我们采用一种线性化技巧^[5]。剪切模量 G_n 和阻尼系数 ξ_n 可表示为 $G_n = G/(1 + \alpha\gamma)$, $\xi_n = \xi + \xi_{\max}(1 - G_n/G)$, 其中 $\alpha = 216$, $\xi_{\max} = 0.31$, γ 为平均剪应变, 定义为

$$\gamma = \frac{1}{\pi H (R_1^2 - R_0^2)} \int_0^H \int_0^{2\pi} \int_{R_0}^{R_1} |\gamma_{\theta\theta} + r dr d\theta dz|.$$

引入纵向和剪切波势函数

$$u_\theta^i = \frac{1}{r} \frac{\partial \Phi^i}{\partial \theta} - \frac{\partial \Psi^i}{\partial r}, \quad u_r^i = \frac{\partial \Phi^i}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Psi^i}{\partial \theta}. \quad (11)$$

方程组(4)可化为只含 Φ^i 和 Ψ^i 的偏微分方程组, 运用分离变量法并注意桩-土连接条件(3)和内层土边界条件(6), 不难得到 Φ^i 和 Ψ^i 的解为

$$\begin{cases} \Phi^i = H^2 \cos \theta \sum_{k=1}^{\infty} \left[C_{1k} k_1 \left(q_k \frac{r}{h} \right) + C_{2k} I_1 \left(q_k \frac{r}{h} \right) \right] \sin \left(\alpha_k \frac{z}{H} \right), \\ \Psi^i = H^2 \sin \theta \sum_{k=1}^{\infty} \left[C_{3k} k_1 \left(s_k \frac{r}{h} \right) + C_{4k} I_1 \left(s_k \frac{r}{h} \right) \right] \sin \left(\alpha_k \frac{z}{H} \right), \end{cases} \quad (12)$$

式中

$$\begin{aligned} \alpha_k &= \frac{2k-1}{2} \pi \quad (k = 1, 2, 3, \dots), \\ s_k^2 &= \alpha_k^2 - \frac{1}{1 + 2\xi_j} \left(\frac{\omega H}{v_s^i} \right)^2, \\ q_k^2 &= \frac{1}{\eta_n^2} \left[\alpha_k^2 - \frac{1}{1 + 2\xi_j} \left(\frac{\omega H}{v_s^i} \right)^2 \right], \\ v_1^i &= \sqrt{\frac{2(1-\nu_n)G_n}{(1-2\nu_n)\rho_n}}, \quad v_s^i = \sqrt{\frac{G_n}{\rho_n}}, \quad \eta = \frac{v_1^i}{v_s^i} = \sqrt{\frac{2(1-\nu_n)}{1-2\nu_n}}, \end{aligned}$$

v_1^i 和 v_s^i 分别为内域的纵向和剪切波波速, C_{1k} 、 C_{2k} 、 C_{3k} 和 C_{4k} 为待定系数。

外域中的边值问题的求解方法与内域的求解方法完全相似, 由边界条件(9)和连接条件(10), 不难得到外域的纵向和剪切波势函数 Φ^o 和 Ψ^o 的解为

$$\begin{cases} \Phi^o = H^2 \cos \theta \sum_{k=1}^{\infty} \left[C_{5k} k_1 \left(p_k \frac{r}{h} \right) \right] \sin \left(\alpha_k \frac{z}{H} \right), \\ \Psi^o = H^2 \sin \theta \sum_{k=1}^{\infty} \left[C_{6k} k_1 \left(t_k \frac{r}{h} \right) \right] \sin \left(\alpha_k \frac{z}{H} \right), \end{cases} \quad (13)$$

其中

$$\begin{aligned} p_k^2 &= \alpha_k^2 - \frac{1}{1 + 2\xi_j} \left(\frac{\omega H}{v_s^o} \right)^2, \quad t_k^2 = \frac{1}{\eta^2} \left[\alpha_k^2 - \frac{1}{1 + 2\xi_j} \left(\frac{\omega H}{v_s^o} \right)^2 \right], \\ v_1^o &= \sqrt{\frac{2(1-\nu)G}{(1-2\nu)\rho}}, \quad v_s^o = \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \quad \eta = \frac{v_1^o}{v_s^o} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}}, \end{aligned}$$

同时 v_1^o 和 v_s^o 分别为外域的纵向和剪切波波速, C_{5k} 和 C_{6k} 为待定系数。

利用式(11)可得到内域中土的位移, 再由几何方程和本构关系可求得内层土的应变和应力。对外域中的位移、应变和应力也可以类似地得到。

2.2 土抗力的求解

为了计算土对桩的作用力 $p(z)$, 设桩基的位移可以展成为如下级数:

$$u_p(z) = H \sum_{k=1}^{\infty} U_k \sin \left(\alpha_k \frac{z}{H} \right), \quad (14)$$

其中, U_k 为待定的系数, 它们将由连接条件和端部条件求得。考虑到桩基与内域的连接条件(3)和内外域在 $r = R_1$ 时的位移和应力的连接条件(10), 可求得待定系数 C_{1k} 、 C_{2k} 、 C_{3k} 、 C_{4k} 、 C_{5k} 和 C_{6k} 满足的一组代数方程, 从而可得到它们的值。

在水平谐振动情况下, 土对桩基的抗力给定为

$$\begin{aligned} p(z) &= - \int_0^{2\pi} \left[\sigma_r^i(R_0, \theta, z) \cos \theta - \tau_{rz}^i(R_0, \theta, z) \sin \theta \right] R_0 d\theta = \\ &= \pi G H \sum_{k=1}^{\infty} T_k U_k \sin \left(\alpha_k \frac{z}{H} \right), \end{aligned} \quad (15)$$

其中, T_k 为第 k 阶波形时的土抗力, 并有下面的表示式

$$T_k = -s_{kr0} \frac{G_n^*}{GU_k} [K_1(q_{kr0}) C_{1k} + I_1(q_{kr0}) C_{2k} + K_1(s_{kr0}) C_{3k} + I_1(s_{kr0}) C_{4k}] \quad (16)$$

2.3 桩基边值问题的求解

将(15)式代入方程(1), 可得到方程(1)的特解为

$$u_{pi}(z) = \sum_{k=1}^{\infty} \frac{YT_k U_k}{(1+2\xi_{pj})(L_1^2 + \alpha_k^2)(L_2^2 + \alpha_k^2)} \sin\left(\alpha_k \frac{z}{H}\right).$$

同时, 方程(1)的通解为 $u_h(z) = C_1 e^{L_1 z} + C_2 e^{-L_1 z} C_3 e^{L_2 z} + C_4 e^{-L_2 z}$, 其中, $N_c = \sqrt{NH^2/(E_p I_p)}$ 为无量纲轴力, $\Lambda = (m_p \omega^2 H^4/(E_p I_p))^{1/4} = (2vH\omega/(r_0 V_s^2))^{1/2}$ 为无量纲的频率,

$$Y = \pi \frac{GH^4}{E_p I_p} = \frac{4v^2 \rho}{r_0^4}, \quad v = \frac{v_s^0}{v_p} = \sqrt{\frac{G \rho_p}{E_p \rho}}, \quad \rho = \frac{\rho}{\rho_p},$$

ρ 为土的密度, ρ_p 为桩基的密度, 并且

$$L_1 = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{-N_c^2}{1+2\xi_{pj}} - \sqrt{\frac{N_c^4}{(1+2\xi_{pj})^2} + \frac{4\Lambda^4}{1+2\xi_{pj}}}}$$

$$L_2 = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{-N_c^2}{1+2\xi_{pj}} + \sqrt{\frac{N_c^4}{(1+2\xi_{pj})^2} + \frac{4\Lambda^4}{1+2\xi_{pj}}}}$$

从而桩基的位移为 $u_p(z) = u_{pi}(z) + u_h(z)$.

若令 $U = U_p/H$ 和 $z = z/H$, 则桩基的无量纲位移可表示为

$$u = C_1 e^{L_1 z} + C_2 e^{-L_1 z} C_3 e^{L_2 z} + C_4 e^{-L_2 z} - \sum_{k=1}^{\infty} \frac{YT_k U_k}{(1+2\xi_{pj})(L_1^2 + \alpha_k^2)(L_2^2 + \alpha_k^2)} \sin(\alpha_k z), \quad (17)$$

使(17)式中的位移与展开式(14)中的位移相等, 并由正交性条件可得级数展开式(17)中的系数, 即

$$U_k = \frac{(1+2\xi_{pj})(L_1^2 + \alpha_k^2)(L_2^2 + \alpha_k^2)}{(1+2\xi_{pj})(L_1^2 + \alpha_k^2)(L_2^2 + \alpha_k^2) + YT_k} \times [A_{p1} f_{1k} + A_{p2} f_{2k} + A_{p3} f_{3k} + A_{p4} f_{4k}], \quad (18)$$

式中, A_{p1} 、 A_{p2} 、 A_{p3} 和 A_{p4} 为待定系数

$$f_{1k} = \frac{2(\alpha_k + L_1 e^{L_1} \sin \alpha_k)}{L_1^2 + \alpha_k^2}, \quad f_{2k} = \frac{2(\alpha_k - L_1 e^{-L_1} \sin \alpha_k)}{L_1^2 + \alpha_k^2},$$

$$f_{3k} = \frac{2(\alpha_k + L_2 e^{L_2} \sin \alpha_k)}{L_2^2 + \alpha_k^2}, \quad f_{4k} = \frac{2(\alpha_k - L_2 e^{-L_2} \sin \alpha_k)}{L_2^2 + \alpha_k^2}.$$

利用边界条件(2), 可得待定系数 A_{p1} 、 A_{p2} 、 A_{p3} 、 A_{p4} 满足的代数方程, 从而可得到它们的值.

3 计算结果及结论

工程实践中最为关心的量是桩基的动刚度和静刚度, 特别是动态刚度能有效的表现出桩基在受地震荷载作用时桩基的动力学特性. 令 $K'_{Qu} = Q_p(H)/(Hu_0)$ 和 $K'_{Mu} = M_p(H)/(Hu_0)$, 分别称为桩基的动态剪切刚度和弯曲刚度, 其中, 实部即为我们通常所说的刚度, 虚部为能量的耗散. 根据前面的分析与计算, 不难求得动刚度 K'_{Qu} 和 K'_{Mu} , 因此, 可以求得桩基的动静刚度比 $K_{ij} = K'_{ij}(\text{动刚度})/K_{ij}(\text{静刚度})$. 在计算中, 我们取定: $\xi = 0.05$, $\xi_p = 0.02$, $\nu = \nu_1 =$

0.4, $\rho = 0.6$ 下面, 我们对所得的结果进行一些讨论

1) 图1为桩顶动静刚度比 K_{ij} 和无量纲频率 Λ 之间的变化曲线, 其中, 给定 $N_c = 10, H/R_0 = 30, R_0/R_1 = 1/2, \nu = 0.002, 0.01$ 。图中的实线 $a、b、c$ 分别表示内域线性土层和非线性土层在 $U_0 = 0.001, 0.002$ 时的桩顶动静刚度比 K_{ij} 曲线, 虚线 $a_1、b_1、c_1$ 表示相对应的耗散曲线

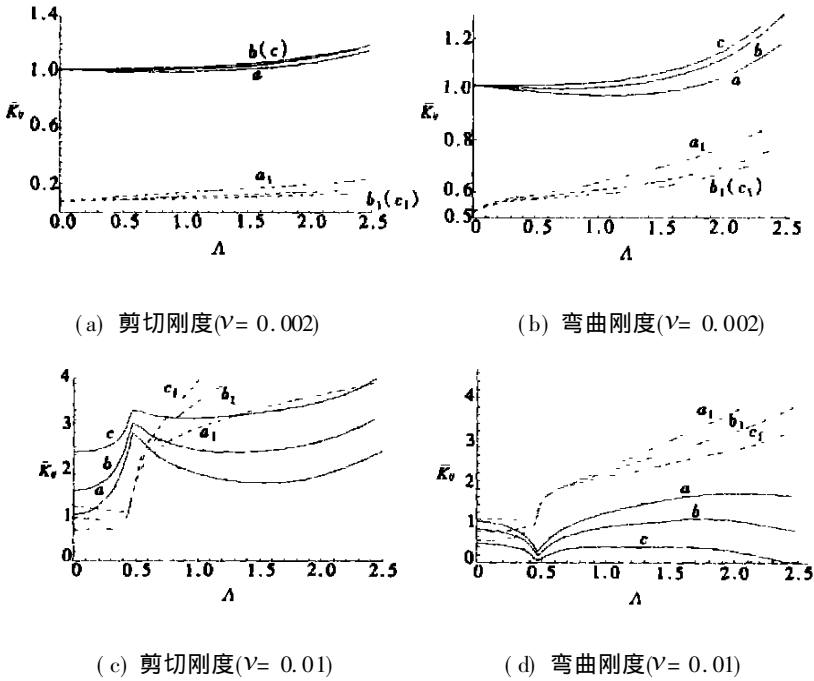


图1 桩顶动静刚度比 K_{ij} 和频率比 Λ 之间的变化曲线

(— 刚度比; --- 耗散曲线)

2) 图2为桩顶动刚度 K'_{ij} 和轴力 N_c 之间的变化曲线, 其中, 给定 $\nu = 0.01, U_0 = 0.001, H/R_0 = 30, R_0/R_1 = 1/2$ 。图中 $a、b、c$ 分别表示静态情况下和 $\Lambda = 0.5, 1.5$ 时的桩顶刚度曲线

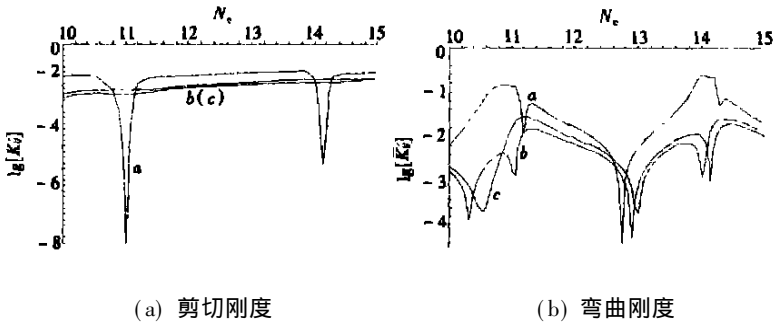


图2 桩顶动刚度 K'_{ij} 和轴力 N_c 之间的变化曲线

3) 图3为桩顶动刚度 K'_{ij} 和土的阻尼 ξ 之间的变化曲线, 其中, 给定 $\nu = 0.01, \Lambda = 1.5, H/R_0 = 30, R_0/R_1 = 1/2, N_c = 10$ 。图中的实线 $a、b、c、d$ 分别表示线性情况和非线性 $U_0 = 0.001, 0.002, 0.003$ 时桩顶的剪切刚度曲线, $a_1、b_1、c_1、d_1$ 分别表示相应的弯曲刚度曲线

4) 图4为桩顶动刚度 K'_{ij} 和泊松比 ν 之间的变化曲线, 其中, 给定 $\nu = 0.01, \Lambda = 1.5, H/R_0 = 30, R_0/R_1 = 1/2, N_c = 10$ 。图中的实线 $a、b、c、d、e$ 分别表示线性情况和非线性 U

= 0.001, 0.002, 0.003, 0.004 时桩顶的剪切刚度曲线, a_1 、 b_1 、 c_1 、 d_1 、 e_1 分别表示相应的弯曲刚度曲线。

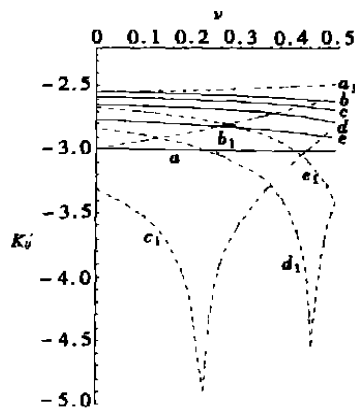
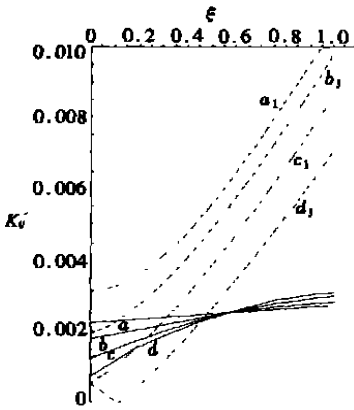


图3 桩顶动刚度 K_y' 随阻力 ξ 的变化曲线 图4 桩顶动刚度 K_y' 随泊松比 ν 的变化曲线
(— 剪切刚度; --- 弯曲刚度)

4 结 论

通过以上分析我们有下面的结论:

1. 桩基受轴力作用时, 桩基动刚度在某些参数的取值下会突然减小, 使桩基失去承载能力。对应于不同的频率 Λ , 失去承载能力的位置是不同的。
2. 对于受轴力作用的桩基, 当波速比 v 比较小时, 其动静刚度比 K_y' 的变化较小; 但当波速比 v 比较大时, 其动静刚度比 K_y' 的变化较大。因此, 波速比 v 对动刚度的影响是比较大的, 并且其相应的耗散随着 K_y' 减小而增大。
3. 随着土的阻尼参数 ξ 的增大桩顶刚度亦将增大, 对桩基的动刚度的影响是比较大的。
4. 土的泊松比 ν 对动刚度也有一定的影响, 特别在对按线性情况和不同的非线性土层情况(不同的 U_0), 所得桩基的动刚度的差别都比较大。
5. 随着 H/R_0 的增大桩基的动刚度将减小, 但当 H/R_0 增大到一定值时, 桩基的动刚度将趋于常数。

[参 考 文 献]

- [1] Novak M. Dynamic stiffness and damping of pile[J]. Canadian Geotechnical J, 1974, 11(4): 574—598.
- [2] Novak M. Resistance of soil to a horizontally vibrating pile[J]. Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 1977, 5(2): 249—261.
- [3] Novak M. Soil-pile interaction in horizontal vibration[J]. Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 1977, 5(2): 263—281.
- [4] Novak M, Han Y C. Impedances of soil layer with boundary zone[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1990, 116(6): 1008—1015.
- [5] Angelides D C, Roesset J M. Nonlinear lateral dynamic stiffness of pile[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1981, 107(GT11): 1443—1460.

- [6] Anestise S. Impedances of soil layer with disturbed boundary zone[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 112(3): 363—368.
- [7] YANG Xiao, Chau K T. Resistance of nonlinear soil to a horizontally vibrating pile[A]. In: International Congress of Theoretical and Applied Mechanics, ICTAM 2000[C]. Chicago, Abstract Book, 2000, 72—82.
- [8] 程昌钧. 弹性力学[M]. 兰州: 兰州大学出版社, 1996.

Nonlinear Dynamical Characteristics of Piles Under Horizontal Vibration

HU Yu_jia, CHENG Chang_jun, YANG Xiao

(Shanghai Institute of Applied Mathematics and Mechanics; Department of Mechanics,
Shanghai University, Shanghai 200072, P. R. China)

Abstract: The pile_soil system is regarded as a visco_elastic half_space embedded pile. Based on the method of continuum mechanics, a nonlinear mathematical model of pile_soil interaction was established—a coupling nonlinear boundary value problem. Under the case of horizontal vibration, the nonlinearly dynamical characteristics of pile applying the axis force were studied in horizontal direction in frequency domain. The effects of parameters, especially the axis force on the stiffness were studied in detail. The numerical results suggest that it is possible that the pile applying an axis force will lose its stability. So, the effect of the axis force on the pile is considered.

Key words: system of pile_soil interaction; nonlinear visco_elasticity half_space; continuum mechanics; parameter study; dynamical stiffness