

文章编号: 1000-7598-(2004) 07-1011-06

层状地基-非线性结构系统地震响应特性分析

房营光

(华南理工大学 建筑学院, 广东 广州 510641)

摘 要: 根据从系统能量导出的地震动力方程, 采用渐近解析法对层状地基-非线性结构系统的地震响应进行了分析, 给出了共振区的振幅-频率以及相位-频率的解析公式, 并对地基参数的不同取值, 给出了一系列相应的计算结果。进而根据计算结果分析了地基参数对结构地震响应特性的影响, 讨论了共振区畸变、振幅的分叉和突变现象以及“路径”效应等非线性动力特性。分析结果表明, 同一类别地基的参数变化对结构的动力特性有显著的影响, 按现行抗震设计方法对层状地基-非结构系统进行抗震分析时, 可能产生较大的偏差, 需考虑相互作用和非线性特性, 以使设计参数更合理和优化。

关 键 词: 层状地基; 非线性结构; 地震响应; 分叉; 突变

中图分类号: TU 435; O 383

文献标识码: A

Analysis of seismic response properties of layered foundation-nonlinear structure system

FANG Ying-guang

(South China University of Technology, Guangzhou 510641, China)

Abstract: On the basis of dynamic equations for seismic analysis derived from system energy, the seismic response of layered foundation-nonlinear structure system is studied by means of asymptotic method (KBM). The analytical formulas of amplitude-frequency and phase-frequency are obtained. A series of calculating results for different values of foundation parameters are presented in seismic resonant area. And then according to corresponding calculating results, the effect of foundation parameters on seismic properties of structure is analyzed; and the nonlinear dynamic characteristics, such as distortion of resonant area, bifurcation and suddenly jumping of amplitude, as well as the path effect, are discussed. It is indicated that the value change of foundation parameters of the same sort causes remarkable influence on structure dynamic properties, and the calculating error by the current Code of seismic design might be obvious for the analysis of layered foundation-nonlinear structure system. The interaction between soil and structure and nonlinear properties must be considered in order that design parameters are more reasonable and optimal.

Key words: layered foundation; nonlinear structure; seismic response; bifurcation; catastrophe

1 引 言

在现行抗震设计的结构抗震验算中, 地基对结构地震作用的影响是通过场地类别的划分来体现的, 场地类别则根据土层平均剪切波速和覆盖层厚度划分^[1]。当地震烈度、结构自振频率等因素相同时, 同一类别的地基(场地)对结构地震作用的影响是相同的, 因而, 结构抗震验算的结果也是相同的。实际上, 地基对结构抗震特性的影响包括对结构的地震作用(力)和地震响应两个方面的影响。

基岩的地震力是通过上卧土层的传递后作用于基础和上部结构的^[2, 3], 而结构的地震响应受到地基变形和相对运动的约束即相互作用的影响。因此, 影响地震波传递的土层构造和性质以及影响地基与结构相互作用的动力参数对结构地震的动力性质都有明显的影响, 特别是非线性结构的动力性质对外部作用和系统参数非常敏感, 因而, 地基性质对结构地震响应的影响将更为明显。为合理地分析地基对结构地震响应的影响, 本文把地基和结构作为系统的整体考虑, 把地基和结构分别视为层状土层和“质

收稿日期: 2003-05-19

修改稿收到日期: 2003-06-24

基金项目: 广东省自然科学基金(010054)、广东工业大学科研基金(202015、982020)资助项目

作者简介: 房营光, 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程的教学与科研工作。

点-非线性弹簧体系”，从系统能量出发，由拉格朗日方程导出系统地震分析的动力方程；采用渐近解析法^[4]给出了共振区的振幅-频率以及相位-频率的解析公式，并对地基参数的不同取值，给出了一系列的相应计算结果，进而，讨论了地基参数对结构地震响应的分叉、突变等非线性性质的影响。分析结果表明，对同一类别场地（地基），土层厚度、平均剪切波速、土层剪切模量比值等参数的变化对结构的地震动力特性有明显的影 响。这一结果说明，按现行抗震设计规范对地基-非线性结构系统进行抗震分析时，可能产生较大的偏差，此时，需合理考虑地基-结构的相互作用和非线性对地震响应特性的影响。

2 系统地震分析的动力方程

图 1 所示是地震分析的地基-结构系统，其中地基视为层状弹性土，结构为“质点-非线性弹簧体系”，地震作用为基岩的水平运动^[2]。图中 m, x 分别为质点的质量及其相对于地面的位移； k 为结构的等效弹簧系数， η 为粘滞阻尼系数； H_i ($H_0=0$) 为各土层底面深度； $u_g(t)$ 是基岩的水平震动位移。地震作用通常随时间不规则变化，但对于含无限地基的开放系统，任意地震作用可展开为简谐波的叠加^[5]，因而不失一般性，把作用于结构质点和单位体积土体上的水平地震力可表示为

$$\left. \begin{aligned} F_m &= -m\ddot{u}_g(t) = P_m \cos v t; \\ F_\rho^i &= -\rho_i \ddot{u}_g(t) = P_\rho^i \cos v t \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中 $P_m = amg$ ， $P_\rho^i = \alpha \rho_i g$ ； ρ_i 为各土层的质量密度； v 为地震频率； g 为重力加速度； α 为水平地震影响系数^[1]。结构弹簧视为具有如下恢复力-变形关系的非线性弹簧

$$f = k(x + \beta x^3) \quad (2)$$

式中 β 为弹簧的非线性因子。对于硬弹簧和软弹簧情况， β 分别取正负值。根据文献[2]和[6]的研究，土层对水平地震的反应为水平剪切运动，相对于基岩的剪切位移为 $u = u(z, t)$ 。本文取满足土层上下边界条件

$$\left. \begin{aligned} \tau_1(H_N, t) &= G_1 \frac{\partial}{\partial z} u_1(H_N, t) = 0; \\ u_N(0, t) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

的位移函数

$$\left. \begin{aligned} u_i(z, t) &= u(z, t) \quad (H_N - H \leq z \leq H_N - H_{i-1}); \\ u(z, t) &= \sum_{j=1}^M q_j(t) \sin \frac{2j-1}{2H_N} \pi z \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

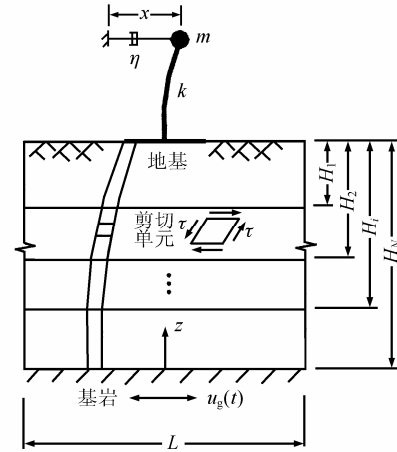


图 1 层状地基-非线性结构系统地震分析模型
Fig.1 The seismic analysis model for layered foundation-nonlinear structure system

作为土层地震响应的近似位移（由图 1 中土条的位移表示）， u_i 是第 i 层土的位移，它也满足层间连续条件。以下把地基和结构作为整体系统考虑，从系统能量出发，导出系统的地震动力方程。截取长宽为 $B \times L$ 的地基计算范围，可把系统的动能表示为

$$T = \frac{1}{2} m [\dot{u}_1(H_N, t) + \dot{x} + \dot{u}_g]^2 + \frac{BL}{2} \sum_{i=1}^N \int_{H_N-H_i}^{H_N-H_{i-1}} \rho_i (\dot{u}_i + \dot{u}_g)^2 dz \quad (5)$$

系统变形势能表示为

$$V = \int_0^x k(x + \beta x^3) dx + BL \sum_{i=1}^N \int_{H_N-H_i}^{H_N-H_{i-1}} \int_0^{\gamma_i} \tau_i d\gamma_i dz \quad (6)$$

以上各式中， τ_i, γ_i 分别是各土层的剪应力和剪应变； $q_j(t)$ 是土体运动的广义坐标。系统对应于广义坐标的非保守力（阻尼力）为

$$Q_r^0 = -\eta \dot{q}_0, \quad Q_r^j = 0 \quad (j=1, 2, \dots, M) \quad (7)$$

其中， Q_r^0 对应于 $q_0 = x$ 。由式(4)~(6)求得系统的动能和势能后，代入如下非保守系统对应的拉格朗日运动方程^[4]

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_l} \right) - \frac{\partial T}{\partial q_l} + \frac{\partial V}{\partial q_l} = Q_r^l, \quad l=0, 1, 2, \dots, M \quad (8)$$

得到由广义坐标表示的多层地基-非线性结构系统地震分析的动力方程组

$$\left[m(\ddot{q}_0 + \ddot{u}_g) + m \sum_{j=1}^M (-1)^{j+1} \ddot{q}_j + k(q_0 + \beta q_0^3) \right] \delta_{0l} + (1 - \delta_{0l}) \left\{ (-1)^{l+1} m \left[\ddot{q}_0 + \ddot{u}_g + \sum_{j=1}^M (-1)^{j+1} \ddot{q}_j \right] + BL \left[\sum_{i=1}^N F_{il} \ddot{u}_g + \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M (F_{ijl}^{(1)} \ddot{q}_j + F_{ijl}^{(2)} q_j) \right] \right\} = Q_r^l \quad (9)$$

式中

$$\left. \begin{aligned} l=0, 1, 2, \dots, M; \quad \delta_{0l} &= \begin{cases} 1 & l=0 \\ 0 & l=1, 2, \dots, M \end{cases} \\ F_{il} &= \frac{2H_N \rho_i}{(2l-1)\pi g} [\cos(l-1/2)(1-\alpha_{i,h})\pi - \cos(l-1/2)(1-\alpha_{i-1,h})\pi] \\ F_{ijl}^{(1)} &= \frac{H_N \rho_i}{2\pi g} \{ (j-l)^{-1} [\sin(j-l)(1-\alpha_{i-1,h})\pi - \sin(j-l)(1-\alpha_{i,h})\pi] - (j+l-1)^{-1} \cdot [\sin(j+l-1) \cdot (1-\alpha_{i-1,h})\pi - \sin(j+l-1)(1-\alpha_{i,h})\pi] \} \\ F_{ijl}^{(2)} &= \frac{(2j-1)^2 \pi G_i}{8H_N} \{ (j-l)^{-1} [\sin(j-l)(1-\alpha_{i-1,h})\pi - \sin(j-l)(1-\alpha_{i,h})\pi] + (j+l-1)^{-1} [\sin(j+l-1)(1-\alpha_{i-1,h})\pi - \sin(j+l-1)(1-\alpha_{i,h})\pi] \} \\ \alpha_{i,h} &= H_i / H_N \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

3 结构地震响应的渐近解

为分析地基参数对结构地震响应特性的影响, 采用渐近解析法给出结构地震响应的渐近解, 计算地基参数不同取值时渐近解的数值结果, 进而, 分析参数对地震响应的影响。

3.1 结构地震动力方程及其简化

本文暂考虑双层地基(即 $N=2$)的情况。当截取地基的计算范围很大($BL \rightarrow \infty$), 并取 $M=2$ 时, 由式(9)进行简化, 并利用式(1)得到结构地震分析的动力方程

$$\ddot{x} + \frac{\eta}{m} \dot{x} + \omega_0^2 (x + \beta x^3) = P_0 \cos v t \quad (11)$$

式中

$$P_0 = \left\{ 1 + \frac{k_2 v^2 \alpha_1^2 + k_3 v^4}{k_1 \alpha_1^4 + k_4 v^2 \alpha_1^2 + k_5 v^4} \right\} \alpha g, \quad \omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (12)$$

其中

$$\left. \begin{aligned} k_1 &= 9(k_{11} k_{22} - k_{12}^2); \quad k_2 = m_1(k_{12} + 9k_{22}) - m_2(k_{11} + 9k_{12}); \\ k_3 &= m_2(m_{11} + m_{12}) - m_1(m_{12} + m_{22}); \\ k_4 &= 10m_{12} k_{12} - 9m_{11} k_{22} - m_{22} k_{11}; \quad k_5 = m_{11} m_{22} - m_{12}^2; \\ \omega_1 &= \frac{\pi}{2H_2} \sqrt{\frac{G_1}{\rho_1}}; \\ k_{11} &= (1 - \alpha_g + \alpha_h \alpha_g) \frac{\pi}{\alpha_h} + (\alpha_g - 1) \sin \frac{\alpha_h - 1}{\alpha_h} \pi; \\ k_{12} &= k_{21} = (\alpha_g - 1) \left[\sin \frac{\alpha_h - 1}{\alpha_h} \pi + \frac{1}{2} \sin \frac{2(\alpha_h - 1)}{\alpha_h} \pi \right]; \\ k_{22} &= (1 - \alpha_g + \alpha_h \alpha_g) \frac{\pi}{\alpha_h} + \frac{\alpha_g - 1}{3} \sin \frac{3(\alpha_h - 1)}{\alpha_h} \pi; \\ m_1 &= 4 \left[\alpha_p + (1 - \alpha_p) \cos \frac{\alpha_h - 1}{2\alpha_h} \pi \right] m_2 = \frac{4}{3} \left[\alpha_p + (1 - \alpha_p) \cos \frac{3(\alpha_h - 1)}{2\alpha_h} \pi \right]; \\ m_{11} &= (1 - \alpha_p + \alpha_h \alpha_p) \frac{\pi}{\alpha_h} + (1 + \alpha_p) \sin \frac{\alpha_h - 1}{\alpha_h} \pi; \\ m_{12} &= m_{21} = (\alpha_p - 1) \left[\sin \frac{\alpha_h - 1}{\alpha_h} \pi - \frac{1}{2} \sin \frac{2(\alpha_h - 1)}{\alpha_h} \pi \right]; \\ m_{22} &= (1 - \alpha_p + \alpha_h \alpha_p) \frac{\pi}{\alpha_h} + \frac{1 - \alpha_p}{3} \sin \frac{3(\alpha_h - 1)}{\alpha_h} \pi; \\ \alpha_h &= \frac{H_2}{H_1}; \quad \alpha_g = \frac{G_2}{G_1}; \quad \alpha_p = \frac{\rho_2}{\rho_1} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

从式(11)~(13)可知, 作用于结构上的地震荷载除了基岩地震动产生的惯性力外, 还包含土层对应各次频率运动产生的惯性力, 后者与地基的性质密切相关。引入下列的变换关系

$$\left. \begin{aligned} w &= \sqrt{|\beta|} x, \quad t_1 = \omega_0 t, \quad \omega = \frac{v}{\omega_0}; \\ \delta &= \frac{\eta}{2m\omega_0}, \quad p_0 = \frac{\sqrt{|\beta|}}{\omega_0^2} P_0 \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

并且 t_1 仍分别由 t 表示, 可把方程(11)变换为如下的无量纲方程

$$\ddot{w} + 2\delta \dot{w} + w \pm w^3 = p_0 \cos \omega t \quad (15)$$

当 $\beta > 0$ 时, 式中 $\pm$ 取正号, 反之取负号。

3.2 结构地震响应的渐近解

结构共振区的动力特性对建筑系统破坏作用的影响尤为明显, 因此, 地基参数对共振区动力特性影响的分析也就显得尤其重要, 下面给出共振区结构地震响应的渐近解。

在实际工程系统中, 阻尼系数 δ 和弹簧非线性因子 β 通常都很小。因此假定 δ, p_0, w^3 均为小量,

把式(15)改写成

$$\ddot{w} + w = \varepsilon f(w, \dot{w}, \omega t) \quad (16)$$

其中

$$\varepsilon f(w, \dot{w}, \omega t) = -2\delta \dot{w} \mp w^3 + p_0 \cos \omega t \quad (17)$$

式中 ε 为小参数。 $f(w, \dot{w}, \omega t)$ 可展开为 ωt 的周期函数, 因而, 当地震激振频率 ν 接近结构固有频率 ω_0 时, 即 $\omega \approx 1$ 时, 系统将出现共振情况。由于非线性力 $f(w, \dot{w}, \omega t)$ 的作用, 系统中将出现量级较小的各次谐波, 因此, 把方程(15)在共振区 ($\omega = 1$ 附近) 的渐近解写成以下的形式

$$w = a \cos \phi + \varepsilon u_1(a, \phi, \omega t) + \varepsilon^2 \dots \quad (18)$$

式中 $\phi = \omega t$; $u_1(a, \phi, \omega t)$ 不含一次谐波。结构振幅 a 和相位角 ϕ 是时间 t 的慢变函数, 它们对时间 t 的导数可表示为^[4]

$$\left. \begin{aligned} \frac{da}{dt} &= a [\varepsilon \delta_{11}(a, \phi) + \varepsilon^2 \dots]; \\ \frac{d\phi}{dt} &= 1 - \omega + \varepsilon \omega_{11}(a, \phi) + \varepsilon^2 \dots \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

利用式(18), (19), 由方程(16)得到

$$\begin{aligned} & -2a\delta_{11}\sin\phi - 2a\omega_{11}\cos\phi + (1-\omega)\cos\phi \frac{\partial(a\delta_{11})}{\partial\phi} - (1-\omega)\sin\phi \cdot \\ & \frac{\partial(a\omega_{11})}{\partial\phi} + (1-\omega)^2 \frac{\partial^2 u_1}{\partial\phi^2} + 2(1-\omega) \frac{\partial^2 u_1}{\partial\phi\partial t} + \frac{\partial^2 u_1}{\partial t^2} + u_1 = \varepsilon^{-1} \cdot \\ & \left[2\delta a \sin\phi \mp \frac{a^3}{4} (3\cos\phi + \cos 3\phi) + p_0 (\cos\phi \cos\phi + \sin\phi \sin\phi) \right] \end{aligned} \quad (20)$$

把函数 $u_1(a, \phi, \omega t)$ 展开为下列的三角级数

$$u_1 = \sum_{n=0}^{\infty} \sum_{m=0}^{\infty} [u_{nm}^{(1)}(a) \cos(n\omega t + m\phi) + u_{nm}^{(2)}(a) \sin(n\omega t + m\phi)] \quad (21)$$

把式(21)代入式(20), 比较 $\cos(n\omega t + m\phi)$ 和 $\sin(n\omega t + m\phi)$ 的系数, 并注意到 $u_1(a, \phi, \omega t)$ 不含一次谐波, 即 $u_1(a, \phi, \omega t)$ 的 $\cos\phi$ 和 $\sin\phi$ 的系数为零。得到

$$\left. \begin{aligned} 2a\omega_{11} - (1-\omega) \frac{\partial(a\delta_{11})}{\partial\phi} - \varepsilon^{-1} (\pm \frac{3}{4} a^3 - p_0 \cos\phi) &= 0 \\ 2a\delta_{11} + (1-\omega) \frac{\partial(a\omega_{11})}{\partial\phi} + \varepsilon^{-1} (2a\delta + p_0 \sin\phi) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

$$\varepsilon u_1(a, \phi, \omega t) = \pm \frac{a^3}{32} \cos 3(\omega t + \phi) \quad (23)$$

设方程(21)的解为

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} a &= A_1 + A_2 \sin\phi; \\ \omega_{11} a &= B_1 + B_2 \cos\phi \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

把式(24)代入式(22), 确定常数 A_1, A_2, B_1, B_2 后, 由式(19)得到

$$\left. \begin{aligned} \frac{da}{dt} &= -\delta a - \frac{p_0}{1+\omega} \sin\phi; \\ \frac{d\phi}{dt} &= (1 \pm \frac{3}{8} a^2) - \omega - \frac{p_0}{(1+\omega)a} \cos\phi \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

共振区结构地震响应的渐近解为

$$w = a \cos(\phi + \omega t) \pm \frac{a^3}{32} \cos 3(\omega t + \phi) + \dots \quad (26)$$

其中振幅 a 和相位角 ϕ 由式(25)确定, 一般需通过数值积分才能求得振幅和相位角与时间的关系。对于工程上比较关心的定常情况, 由 $\dot{a}=0, \dot{\phi}=0$ 给出振幅、相位与频率的关系。在带有二阶小量的情况下, 得到定常情况的振幅 a 和相位角 ϕ 与地震激振频率 ω 之间的关系式

$$a^2 \{ [\omega_e^2(a) - \omega^2]^2 + 4\delta^2 \} = p_0^2 \quad (27)$$

$$\phi = \arctan \frac{2\delta}{\omega^2 - \omega_e^2} \quad (28)$$

式中 $\omega_e = 1 \pm \frac{3}{8} a^2$ 。

4 计算结果

为了考察地基参数对共振区结构地震动力特性的影响, 利用理论公式(27)由迭代法给出了共振区结构振幅-频率的计算结果, 图 2~6 是地基参数不同取值情况下相应的振幅-频率曲线。其中除图中注明外, 参数取值为: $\omega_0 = 5s^{-1}$, $\alpha = 0.15$, $\beta = 0.1$, $\delta = 0.015$, $\alpha_h = 2.0$, $\alpha_p = 0.9$, $\alpha_g = 0.5$, $H_2 = 25.0m$, $V_{sm} = 200m/s$, 土层平均剪切波速 V_{sm} 按照文献[1]规定的方法计算。图 7 为结构幅频共振特性示意图, 图中 ω_a, ω_b 是振幅发生突变 (跳跃) 的对应频率; 对于 $\beta < 0$ 情况, 折迭方向相反 (参见图 2b 和图 3b)。图 8 是根据共振幅频特性所作的幅频曲面示意图, 图示的幅频曲面的水平投影面 ($\omega-\lambda$ 平面) 称为控制平面; λ (轴) 代表地基参数 $H_2, V_{sm}, \alpha_g, \alpha_h, \alpha_p$, 但 λ 为 $V_{sm}, \alpha_h, \alpha_g$ 时, 折迭开口反向。幅频曲面的折迭在控制平面的投影为分叉集, 分叉集的尖角 $C(\omega, \lambda)$ 为尖点; 点 $C(\omega_a, \lambda)$ 和 $C(\omega_b, \lambda)$ 是振幅突变 (跳跃) 点。

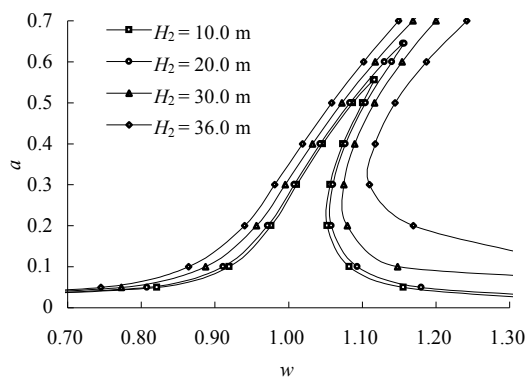
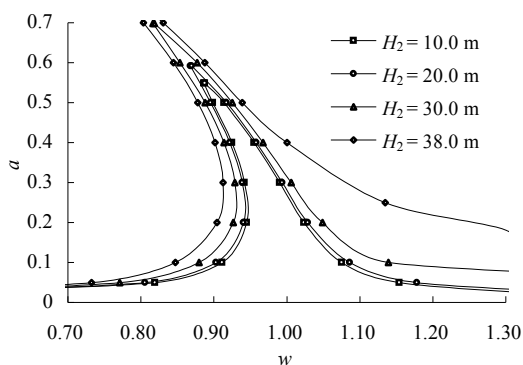
(a) ($\beta=0.075$, $V_{sm}=250$ m/s)(b) ($\beta=-0.075$, $V_{sm}=250$ m/s)

图 2 土层厚度对幅频特性的影响

Fig.2 Effect of thickness of soil layer on amplitude-frequency characteristic

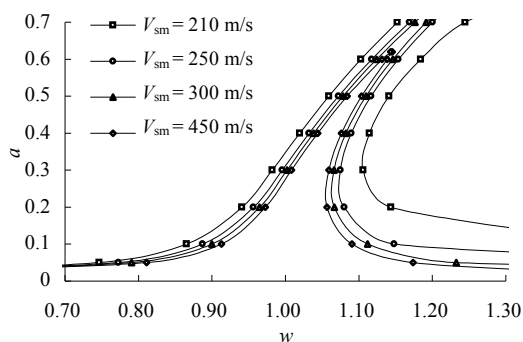
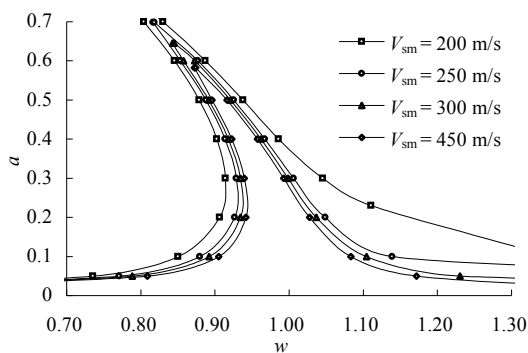
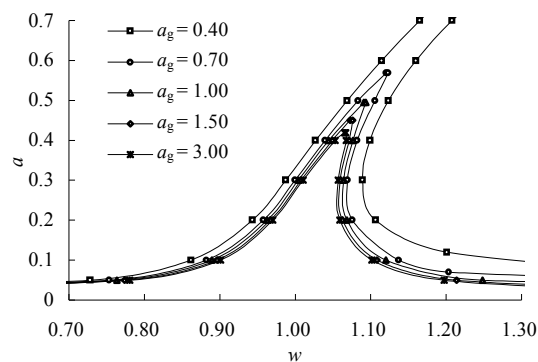
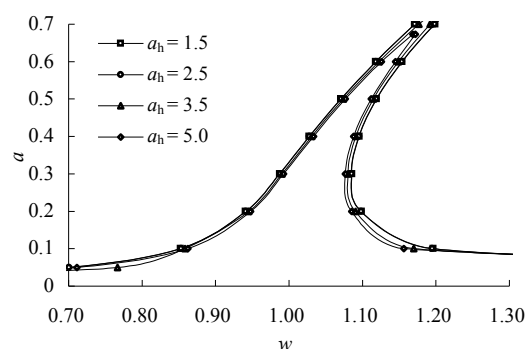
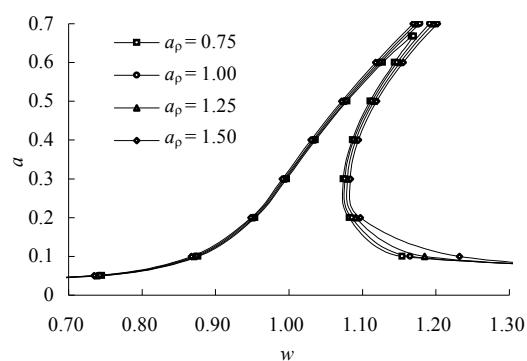
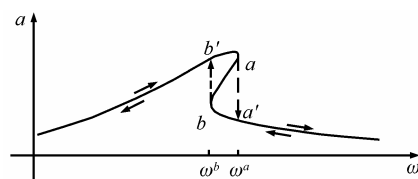
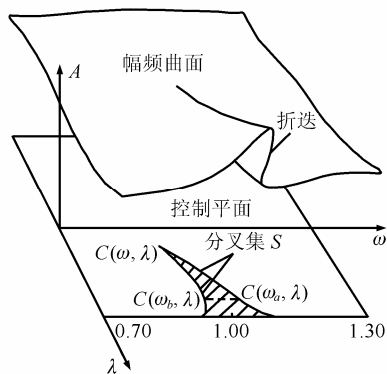
(a) ($\beta=0.075$, $H_2=30.0$ m)(b) ($\beta=-0.075$, $H_2=30.0$ m)

图 3 土层平均剪切波速对幅频特性的影响

Fig.3 Effect of average velocity of shear wave on amplitude-frequency characteristic

图 4 土层剪切模量比值对幅频特性的影响 ($\delta=0.025$)Fig.4 Effect of shear modulus ratio of soil layer on amplitude-frequency characteristic ($\delta=0.025$)图 5 土层厚度比值对幅频特性的影响 ($\alpha=0.175$, $\delta=0.025$)Fig.5 Effect of thickness ratio of soil layer on amplitude-frequency characteristic ($\alpha=0.175$, $\delta=0.025$)图 6 土层密度比值对幅频特性的影响 ($\alpha_h=2.5$, $\delta=0.025$)Fig.6 Effect of density ratio of soil layer on amplitude-frequency characteristic ($\alpha_h=2.5$, $\delta=0.025$)图 7 幅频共振特性示意图 ($\beta > 0$)Fig.7 Diagram of resonant amplitude-frequency characteristic ($\beta > 0$)

图 8 结构共振幅频曲面示意图 ($\beta > 0$)Fig.8 Diagram of curved surface of resonant amplitude-frequency ($\beta > 0$)

5 结构动力特性及地基参数的影响

根据以上的理论分析和计算结果,以下讨论共振区结构地震响应特性及地基参数的影响。

(1) 共振区畸变:从图 2~6 可见,结构响应的振幅最大值偏离结构固有频率 ω_0 。对于 $\beta > 0$ 和 $\beta < 0$ 情况,振幅最大值分别出现在 $\nu > \omega_0$ 和 $\nu < \omega_0$ 的频率范围内。地基参数 H_2, α_p 的值越大,或 $V_{sm}, \alpha_g, \alpha_h$ 的值越小,振幅最大值对应频率偏离结构固有频率 ω_0 越远。与线性结构的共振情况相比,非线性结构的共振区发生畸变。

(2) 共振突变:从图 2~7 可见,在共振区地震频率由小增大至 ω_a 或由大减小至 ω_b 时,振幅突然减小或突然增大(参见图 7),即振幅发生突变。从图 8 来看,当地震频率增大或减小时,控制平面上的点将穿越分叉集 S ,当控制点与突变点 $C(\omega_a, \lambda)$ 或 $C(\omega_b, \lambda)$ 重合时,振幅就发生突变。所有的点 ω_a, ω_b 构成分叉集 S ,分叉集 S 也是突变点集。

(3) “路径”效应与滞后现象:由图 7 可见,地震频率 ω 由小到大和由大到小变化而跨越分叉集时,振幅突变对应的频率分别为 ω_a 和 ω_b ,突变值分别为 $\Delta a_1 = a(a) - a(a')$ 或 $\Delta a_2 = a(b') - a(b)$ 。即频率变化方向不同时,振幅突变值和突变频率也不同,对结构动力特性的影响具有“路径”效应。幅频曲线的折迭方向取决于弹簧非线性因子 β 的正负号(对比 $\beta > 0$ 和 $\beta < 0$ 的幅频曲线),但频率返回过程的突变总是落后于前进过程的突变,这种现象称为滞后现象。

(4) 地基参数的影响:图 2~6 表明,地基参数 H_2, V_{sm}, α_g 对幅频特性有明显的影响,当参数值变化时,振幅、振幅的突变值及对应的频率随之明显改变,且参数在某一范围的变化(如 H_2 由 30~38 m

和 V_{sm} 由 200~250 m/s 的变化)对幅频特性的影响特别明显;而参数 α_h, α_p 对幅频特性的影响则很小。需特别说明的是,按文[1]的标准,图 2~6 对应的地基均属于 II 类建筑场地,在现行的抗震设计中,按地基类别等因素确定地震荷载,在其它因素相同的条件下,同一类别的地基地震荷载相同,因而,有相同的结构响应结果。但文中的分析表明,同一地基类别范围内的参数值变化,对结构幅频特性仍有明显的影响。这一结论非常重要,因为,这说明按现行抗震设计方法对地基-非线性结构系统进行抗震分析时,可能产生较大的偏差,这与非线性结构响应的共振区畸变、突变等性质有关。

6 结 语

通过本文的研究和分析,可得到如下主要结论:

(1) 结构的地震响应特性与地基参数密切相关,某些地基参数对结构动力特性的影响非常明显,即使是同一类别地基的参数值变化,也会对结构动力特性的影响仍十分明显。因此,按现行抗震设计方法对地基-非线性结构系统进行抗震分析时,可能产生较大的偏差。应把地基和结构作为系统的整体来考虑,以更合理地体现地基土层构造和性质、土-结构相互作用对结构地震响应特性的影响,得到与实际情况更符合的分析结果。

(2) 非线性结构地震的响应可产生如共振区畸变、分叉、振幅突变、“路径”效应与滞后现象等非线性性质。进行结构抗震设计时需考虑这些非线性特性,以使设计参数更合理和优化。

参 考 文 献

- [1] GBJ11-89, 建筑抗震设计规范[S].
- [2] 张克绪, 谢君斐. 土动力学[M]. 北京: 地震出版社, 1989.
- [3] 房营光. 非线性地基-结构系统的地震共振突变分析[J]. 岩石力学与工程学报(安排在 Vol.24, No.2 上发表).
- [4] 井町勇. 机械振动学[M]. 北京: 科学出版社, 1979.
- [5] 房营光, 孙钧. 在冲击波下非线性岩土与圆柱结构的相互作用[J]. 地震工程与工程振动, 1992, 12(3): 55-64.
- [6] Idriss I M, Seed H B. Seismic response of horizontal soil layers[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1968, 95(4): 693-698.