

# 土-结构相互作用系统地震动力特性的突变理论分析

王志强, 申建红

(青岛理工大学管理学院, 山东 青岛 266520)

**摘 要:**地震荷载作用下,将土和结构作为一个系统,可较好体现地震作用下结构动力特性的影响. 对一个简单的土-结构相互作用系统模型,计算了其动能和形变能,通过拉格朗日方程导得对土-结构相互作用系统的运动方程,并将其归结为以结构振幅为状态变量的尖点突变模型,来对结构的动力特性进行分析. 尖点突变模型的对应性状表明,非线性弹簧使系统具有可变频特性,使得地震作用下的土-结构相互作用系统不发生线性系统中的“共振”现象;当系统频率变化使控制点 $(u, v)$ 跨越尖点突变模型分叉集时,结构的振幅和振动相位会发生突变,并且结构振幅的突变值随地震频率而变,也即地震频率变化对土-结构相互作用系统动力特性的影响有“路径”效应.

**关键词:**土-结构相互作用, 突变理论, 非线性, 动力特性

**中图分类号:** TU 311

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1006-7930(2012)04-0463-05

近年来,由于地震活动的频繁,地震灾害日益严重. 地震是一种复杂的波动过程,它对建筑系统的作用与土-结构相互作用系统的地震动力特性有关,使地震荷载下土-结构相互作用的研究越来越得到重视. 在重要建筑物的抗震设计,应用较多的是动力分析法. 但是动力分析法把地震力直接作用于质点上的简化处理,并不能合理地反映地基土性质对系统动力特性的影响. 实际上,地震作用通常视为下卧基岩上的周期激震源,地震力通过上卧土层的传递,而作用于基础和上部结构. 只有把地基土与结构作为整体进行分析,才能较为合理反映出地基土性质对系统地震响应特性的影响,目前也进行了一些研究<sup>[1-5]</sup>.

由于线性弹簧假定使分析结果无法解释结构响应的跳跃和振幅随频率变化的“路径”效应等复杂现象,地基土和结构材料的非线性使地震对系统的作用和破坏远比线性情况复杂. 突变理论是处理参数连续变化导致系统状态不连续(跳跃式)变化的有效工具. 鉴于土-结构系统地震动力特性十分复杂,本文假定一个简单的地基土位移函数,由该位移函数求得地基土在结构基础部位的切应力,可满足将地震作用传递给上部结构的基本要求. 再过这个简单的土-结构相互作用系统模型,计算其动能和形变能,采用通过拉格朗日方程建立土-结构相互作用系统的运动方程,再运用突变理论,对土-结构相互作用系统在地震作用下非线性动力响应特性进行分析. 由于问题本身又十分复杂,分析中只考虑结构的非线性,而把地基土视为线弹性介质.

## 1 土-结构相互作用系统分析模型

图1为若干个相似的土-结构相互作用系统,对于每一个土-结构相互作用系统,其地震作用和地震响应相类似,故可取其中之一进行分析(如图1). 地基土为均匀弹性介质的水平土层,结构为地基土上的单质点非线性弹簧体系,地震作用为下卧基岩作水平运动<sup>[6]</sup>,地基土的地震反应简化为一维水平剪切运动. 当与土体相比结构的整体刚性较大时,把结构视为地基土上的单质点弹簧体系,弹簧的性质与结

收稿日期:2011-08-01 修改稿日期:2012-07-24

基金项目:山东省自然科学基金资助项目(2009ZRA02518)

作者简介:王志强(1976-),男,江苏新沂市人,副教授,硕士,从事岩体力学及结构稳定方面的研究.

构材料的非线性性质有关. 为了反映结构对地震响应的非线性特性, 把弹簧视为非线性弹簧. 图1中  $u_g(t)$  为基岩的水平周期地震运动位移;  $x$  为结构相对于地面运动的位移.

假定弹簧具有如下的恢复力-变形关系:

$$f = k(x + \beta x^3) \quad (1)$$

地震激励通常是随机的, 但在动力分析中将其视为确定的<sup>[6]</sup>, 将分析结果作为统计平均值, 故可将基岩的水平周期地震运动位移可假定为

$$u_g(t) = u_0 \sin \omega t \quad (2)$$

式(1)、(2)中  $k, \beta$  分别为结构的等效弹簧系数及其非线性因子;  $u_0, \omega$  分别为基岩地震运动的位移幅值和频率.

## 2 土-结构相互作用系统的地震运动方程组

为导出土-结构相互作用系统的地震运动方程, 以下计算系统的动能、变形势能和非保守力. 地基土各竖向土条有相同的运动<sup>[6]</sup>, 截取一比结构略宽大的长宽为  $L \times B$  的范围进行研究, 可把系统的动能表示为

$$T = \frac{1}{2} M [\dot{u}(H, t) + \dot{x} + \dot{u}_g]^2 + \frac{BL}{2} \int_0^H \rho [\dot{u}(z, t) + \dot{u}_g]^2 dz \quad (3)$$

系统变形势能表示为

$$V = \int_0^x k(x + \beta x^3) dx + BL \int_0^H \int_0^\gamma \tau d\gamma dz \quad (4)$$

由于式(3)、(4)中系统动能和变形势能的计算十分复杂, 为了简化运算, 假定地震响应的地基土位移为线性函数, 即

$$u(z, t) = q_1(t)z \quad (5)$$

式中  $q_1(t)$  是地基土运动的广义坐标. 由式(5)得地基土内的切应力:

$$\tau = G\gamma = G \frac{\partial u}{\partial z} = Gq_1(t) \quad (6)$$

显然, 式(5)与由其求得的切应力分别满足地基土下边界位移条件和经地基土将地震作用传递给结构的切应力条件:

$$u(0, t) = 0, \tau(H, t) = G \frac{\partial u(z, t)}{\partial z} \Big|_{z=H} = Gq_1(t) \quad (7)$$

式(3)~(5)中  $M, \rho$  为结构的等效质量和地基土的质量密度;  $\gamma$  为地基土的切应变;  $G, H$  为地基土的剪切模量及其厚度;  $\dot{u}(H, t) = \dot{q}_1(t)H$  为地基土与结构接触面的水平速度.

把式(5)、(6)代入式(3)、(4), 得到系统的动能  $T$  和变形势能  $V$  分别为

$$T = \frac{M}{2} [\dot{q}_1 H + \dot{q}_2 + u_0 \omega \cos \omega t]^2 + \frac{HBL\rho}{2} \left[ \frac{\dot{q}_1^2 H^2}{3} + \dot{q}_1 H u_0 \omega \cos \omega t + u_0^2 \omega^2 \cos^2 \omega t \right] \quad (8)$$

$$V = \frac{k}{4} (2q_2^2 + \beta q_2^4) + BLHG \frac{q_1^2}{2} \quad (9)$$

式(8)、(9)中已用  $q_2(t)$  代替  $x$ . 系统对应于广义坐标  $q_1(t), q_2(t)$  的非保守力为

$$Q_{r1} = 0; Q_{r2} = -\eta \dot{q}_2 \quad (10)$$

式中  $\eta$  为结构运动的等效阻尼系数, 阻尼力  $Q_{r2}$  与速度成正比. 把式(8)至(10)代入非保守系统的拉格朗日运动方程<sup>[6]</sup>:

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) - \frac{\partial T}{\partial q_i} + \frac{\partial V}{\partial q_i} = Q_{ri}, i = 1, 2 \quad (11)$$

可得系统的运动方程

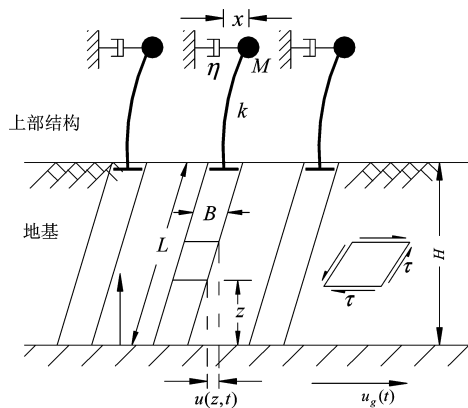


图1 土-结构相互作用系统

地震分析的力学模型

Fig. 1 Mechanical model of seismic analysis for soil-structure interaction system

$$\left. \begin{aligned} (1+2m)q_1 + \frac{2m}{H}q_2 + \omega_1^2 q_1 &= \left(2m + \frac{3}{2}\right) \frac{p_o \sin \omega t}{H} \\ \ddot{q}_1 + \frac{\dot{q}_2}{H} + \frac{2\lambda_2 \omega_2}{H} \dot{q}_2 + \frac{\omega_2^2}{H} q_2 + \frac{\beta \omega_2^2}{H} q_2^3 &= \frac{p_o}{H} \sin \omega t \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式(12)是用广义坐标  $q_1$ 、 $q_2$  表示的土-结构相互作用系统的地震运动方程组,其中

$$m = \frac{3M}{2\rho HBL}, \omega_1 = \frac{1}{H} \sqrt{\frac{3G}{\rho}}, \omega_2 = \sqrt{\frac{k}{M}}, \lambda_2 = \frac{\eta}{2\omega_2 M}, p_o = u_o \omega^2 \quad (13)$$

其中  $m$  为结构与地基土的质量比因子;  $\omega_1$ 、 $\omega_2$  分别为地基土和结构的自振频率;  $\lambda_2$  为阻尼比;  $p_o$  为地震加速度幅值;式中基岩地震运动的位移幅值  $u_o > 0$ .

### 3 土-结构相互作用系统动力特性的尖点突变模型平衡方程

本文只讨论结构阻尼为零即  $\lambda_2 = 0$  的情况. 由于式(12)、(13)中的外荷载是简谐干扰力  $p_o \sin \omega t$ , 故式(12)的地震作用解  $q_1$ 、 $q_2$  可写为

$$q_i = A_i \sin \omega t, i = 1, 2 \quad (14)$$

式中  $A_1$ 、 $A_2$  分别为地基土和结构的振幅.

把式(14)代入式(12),并利用下式:

$$\sin^3 \omega t = \frac{3}{4} \sin \omega t - \frac{1}{4} \sin 3\omega t \quad (15)$$

同时略去三次谐波,得到:

$$\left. \begin{aligned} [\omega_1^2 - (1+2m)\omega^2]A_1 - \frac{2m\omega^2}{H}A_2 &= \left(2m + \frac{3}{2}\right) \frac{p_o}{H} \\ \frac{3\beta\omega_2^2}{4H}A_2^3 + \frac{\omega_2^2 - \omega^2}{H}A_2 - \omega^2 A_1 &= \frac{p_o}{H} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

式(16)为求解振幅  $A_1$ 、 $A_2$  的代数方程.

记:

$$f_1 = \omega_1^2 - \omega^2, f_2 = \omega_2^2 - \omega^2 \quad (17)$$

式句  $f_1$ 、 $f_2$  分别为地基土和结构自振频率与地震频率的平方差. 将式(16)中第一式的  $A_1$  解出代入第二式,再利用式(17)进行整理,可求得式(16)关于振幅  $A_2$  的三次代数方程:

$$A_2^3 + uA_2 + v = 0 \quad (18)$$

式中

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{4}{3\beta} \cdot \frac{f_1 f_2 - 2m\omega^2 f_2 - 2m\omega^4}{\omega_2^2 (f_1 - 2m\omega^2)} \\ v &= -\frac{4p_o}{3\beta\omega_2^2} \cdot \frac{f_1 + 1.5\omega^2}{f_1 - 2m\omega^2} \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

在突变理论中式(19)是以结构振幅  $A_2$  为状态变量的尖点突变模型平衡曲面方程的标准形式<sup>[7]</sup>,式中  $u$ 、 $v$  是控制变量. 式(18)表示的平衡曲面  $M$  的图形如图2,图中曲面  $u < 0$  且  $u$  和  $v$  满足  $\Delta = 4u^3 + 27v^2 < 0$  部分有三叶. 由突变理论,曲面  $M$  中叶上的系统状态不稳定,曲面上、下叶上系统状态稳定. 曲面  $M$  上的折边  $S_{左}$ 、 $S_{右}$  为临界点集,  $S_{左}$ 、 $S_{右}$  集在控制平面上的投影为分叉集  $B$ ,分叉集的方程为

$$\Delta = 4u^3 + 27v^2 = 0 \quad (20)$$

系统平衡位置-状态变量  $A_2$  在  $M$  上叶(下叶)上,控制点在  $(u, v)$  平面上移动到分叉集右分枝  $B_{右}$  分枝  $B_{左}$ ,相应系统平衡位置-状态变量  $A_2$  移动到曲面奇点集  $S_{左}$ 、 $S_{右}$  时,系统处于临界状态,稍受干扰  $A_2$  便从  $A_{2,1}$  会跃到下叶(上叶)的  $A_{2,2}$ . 显然,  $A_2$  下跃时的  $v_{下}$  于上跃时的  $v$ ,上跃时的  $v_{滞}$  后于下跃时的  $v$ .

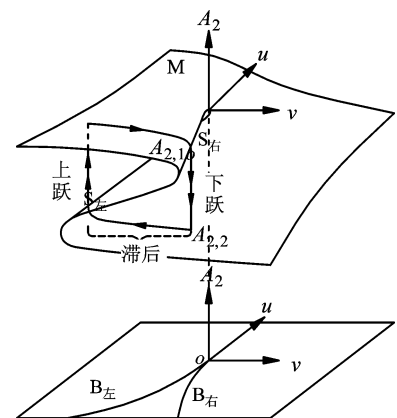


图2 尖点突变模型的平衡曲面  $M$  和分叉集  $B$

Fig. 2 Equilibrium surface  $M$  and bifurcation set  $B$  of cusp catastrophe model

## 4 土-结构相互作用系统动力特性的突变理论分析

### 4.1 结构振幅突变的 $u$ 值条件

由图2及对尖点突变模型平衡曲面上结构系统行为特性表述知,  $u < 0$  是结构振幅  $A_2$  突变的必要条件. 但是式(19)中  $u, v$  非独立参数, 而是通过  $f_1, f_2$  复杂关系纠结耦合在一起. 利用  $\omega_2^2 = f_2 + \omega^2$ , 并将其与  $f_1 - 2m\omega^2$  相乘, 可将式(19)中的  $u$  写成

$$u = \frac{4}{3\beta} \left[ 1 - \frac{\omega^2 f_1}{f_1 f_2 - 2m\omega^2 f_2 - 2m\omega^4 + \omega^2 f_1} \right] \quad (21)$$

当  $\beta > 0$  时, 对于式(21), 若  $u < 0$ , 只要

$$\frac{\omega^2 f_1}{f_1 f_2 - 2m\omega^2 f_2 - 2m\omega^4 + \omega^2 f_1} > 1 \quad (22)$$

就可以了.

当  $\omega^2 f_1 > 0$ , 即  $\omega_1^2 > \omega^2$  时, 解不等式(22)得到:

$$f_1 f_2 - 2m\omega^2 f_2 - 2m\omega^4 < 0 \quad \text{或} \quad (\omega_1^2 - \omega^2)(\omega_2^2 - \omega^2) - 2m\omega^2 \omega_2^2 < 0 \quad (23)$$

由式(23)第2式知, 当  $\omega_2^2 < \omega^2 < \omega_1^2$  时,  $\omega^2 \rightarrow \omega_1^2|_{-0}$ , 或者  $\omega^2 \rightarrow \omega_2^2|_{+0}$  时, 总有  $(\omega_1^2 - \omega^2)(\omega_2^2 - \omega^2) - 2m\omega^2 \omega_2^2 < 0$  即  $u < 0$  成立.

当  $\omega^2 f_1 < 0$ , 即  $\omega_1^2 < \omega^2$  时, 解不等式(22)得:

$$f_1 f_2 - 2m\omega^2 f_2 - 2m\omega^4 > 0 \quad \text{或} \quad (\omega_1^2 - \omega^2)(\omega_2^2 - \omega^2) - 2m\omega^2 \omega_2^2 > 0 \quad (24)$$

由式(24)第2式知, 当  $\omega_1^2 < \omega^2 < \omega_2^2$  时, 或者  $\omega^2 \rightarrow \omega_1^2|_{+0}$ , 或者  $\omega^2 \rightarrow \omega_2^2|_{-0}$  时, 也总有  $(\omega_1^2 - \omega^2)(\omega_2^2 - \omega^2) - 2m\omega^2 \omega_2^2 > 0$  即  $u < 0$  成立.

### 4.2 结构振幅突变的 $v$ 值条件

当  $u < 0$ , 且当图2中控制点  $(u, v)$  移动到控制平面的分叉集上时结构振幅  $A_2$  才会发生突变. 由式(19)知将该式中  $u, v$  代入分叉集方程  $\Delta = 4u^3 + 27v^2 = 0$  会导致关于  $f_1, f_2, \omega^2, m$  等异常复杂的关系式, 难以用这样的关系式厘清结构振幅突变的条件. 以下类似4.1节采用直接法进行分析.

由式(19)中的  $v$  可用  $\omega_1^2, p_o = u_o \omega^2$  写为

$$v = -\frac{4p_o}{3\beta\omega_2^2} \cdot \frac{f_1 + 1.5\omega^2}{f_1 - 2m\omega^2} = -\frac{4u_o\omega^2}{3\beta\omega_2^2} \cdot \frac{\omega_1^2 + 0.5\omega^2}{\omega_1^2 - \omega^2(1+2m)} \quad (25)$$

式(25)中的  $\frac{4u_o\omega^2}{3\beta} > 0$ , 分子  $\omega_1^2 + 0.5\omega^2 > 0$ . 当  $\omega_1^2 - \omega^2(1+2m) < 0$ , 且  $\omega^2 \rightarrow \frac{\omega_1^2}{(1+2m)}|_{+0}$  时  $v$  的代数值可以快速地正向增大, 而容易使控制点到达越过分叉集的左枝  $B$ . 处在上叶的状态变量  $A_2$  向下叶跳跃; 当  $\omega_1^2 - \omega^2(1+2m) > 0$ , 且  $\omega^2 \rightarrow \frac{\omega_1^2}{(1+2m)}|_{-0}$  时  $v$  的代数值可以快速地减小(即负向增大), 而容易使控制点到达分叉集的左枝  $B$ . 处在下叶的状态变量  $A_2$  向上叶跳跃.

### 4.3 结构振幅性状、相位及其跳跃幅值

从式(19)看到, 当平方差  $f_1 = 0$  或  $f_2 = 0$  时,  $u, v$  均为确定的值, 相应的  $A_2$  值通过方程式(18), 落在图2的平衡曲面  $M$  上, 即结构或地基土的自振频率等于地震激励频率时, 结构的振幅  $A_2$  为有限值, 系统不发生线性系统相应的“共振”现象. 这是由于非线性弹簧使系统具有可变频特性, 不产生类似于线性系统的共振特性.

由尖点突变模型平衡曲面  $M$  的性状知, 当  $A_2$  位于图2曲面  $M$  上叶,  $f_1, f_2$  变化而使控制点  $(u, v)$  变化到图中分叉集右枝  $B$  时, 位于曲面  $M$  上叶临界点集  $S$  的结构振幅及相应的结构振动解为

$$A_{2,1} = \sqrt{-u/3}, \quad q_{2,1} = A_{2,1} \sin \omega t = \sqrt{-u/3} \sin \omega t \quad (26)$$

在  $S$  处 状态变量跃到下叶, 在下叶  $A_{2,2}$  处状态变量值为

$$A_{2,2} = -2\sqrt{-u/3}, \quad q_{2,2} = A_{2,2} \sin \omega t = -2\sqrt{-u/3} \sin \omega t \quad (27)$$

从式(26)、(27)看到,  $A_{2,2}$  的绝对值是  $A_{2,1}$  值的2倍, 并且  $u (< 0)$  的代数值越小(绝对值越大)时, 跳跃

前、后的状态变量值越大,也即当 $f_1$ 、 $f_2$ 变化而使结构振幅 $A_2$ 发生跳跃,但由于发生跳跃对应的频率不同,跳跃幅值也不同,即频率变化对系统动力特性的影响具有“路径”效应。

式(27)中振动解 $q_{2,2}$ 右端的“-”号这样进行理解:由于 $-\sin\omega t = \sin(\omega t - \pi)$ ,如此状态变量 $A_2$ 跃到下叶相应位置的结构振动解可写为

$$q_{2,2} = -2\sqrt{-u/3}\sin\omega t = 2\sqrt{-u/3}\sin(\omega t - \pi) \quad (28)$$

式(28)与式(26)第2式比较后看到,控制点 $(u, v)$ 跨越分叉集时,不仅结构振幅发生了突变(为突变前的2倍),结构振动的相位也发生了突变,突变值为 $\pi$ 弧度。

当状态变量位于图2平衡曲面 $M$ 下叶, $f_1$ 、 $f_2$ 变化而使控制点 $(u, v)$ 变化到分叉集右枝 $B_{\text{时}}$ ,结构振幅、结构振动的相位也会发生式(26)至(28)的类似变化,不再赘述。

## 5 结 语

通过以上分析,可得如下认识:

(1)通过拉格朗日运动方程对受地震作用的土-结构相互作用系统动力特性分析,可归结为以结构振幅为状态变量的尖点突变模型的对应性态来进行研究。

(2)通过对尖点突变模型的对应性态的分析看到,非线性弹簧使系统具有可变频特性,使得地震作用下的土-结构相互作用系统不发生线性系统中的“共振”现象。

(3)当系统频率变化使控制点 $(u, v)$ 跨越尖点突变模型分叉集时,结构振幅会发生突变,结构振动相位也会发生突变,并且结构振幅的突变值随地震频率而变化,这表明频率变化对土-结构相互作用系统动力特性的影响有“路径”效应。

(4)在非线性振动理论中直可以得到结论(2)、(3)中的某此特性,通过计算土-结构系统的动能和形变能,采用突变理论方法分析,可对土-结构相互作用系统地震动力特性的描述更为形象、可视化。

## 参考文献 References

- [1] 杨 宏,邹立华,黄丽彬.土-结构相互作用对结构主动控制的影响研究[J].振动与冲击,2009,28(3):98-101.  
YANG hong,ZOU Li-hua,HUANG Li-shan. Study on active control of soil-structure interaction[J]. Journal of Vibration and Shock, 2009,28(3):98-101.
- [2] 周 勇,张 波,李述才.考虑结构-地基相互作用 CFST 拱桥地震反应分析[J].中国矿业大学学报,2008,37(5):652-657.  
ZHOU Yong,ZHANG Bo,LI Shu-cai. A seismic response analysis of CFST arch bridge: considering structure-foundation interaction[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2008,37(5):652-657.
- [3] 张国栋,王 钊,孟 伟.土-结构相互作用体系的非线性随机地震反应[J].武汉大学学报:工学版,2006,39(3):64-67.  
ZHANG Guo-dong,WANG Zhao,MENG Wei. Nonlinear seismic response analysis of soil-structure interaction systems on stationary random excitations[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2006,39(3):64-67.
- [4] 夏栋舟,何益斌,刘建华.土-结构动力相互作用体系阻尼及地震反应分析[J].岩土力学,2009,30(10):2923-2928.  
XIA Dong-zhou,HE Yi-bin,LIU Jian-hua. Study of damping property and seismic action effect for soil-structure dynamic interaction system[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009,30(10):2923-2928.
- [5] 陈跃庆,吕西林,李培振.不同土性的地基-结构动力相互作用振动台模型试验对比研究[J].土木工程学报,2006,39(5):58-64.  
CHEN Yue-qing, LV Xi-lin, LI Pei-zhen. Comparative study on the dynamic soil-structure interaction system with various soils by using shaking table model tests [J]. China Civil Engineering Journal, 2006,39(5):58-64.
- [6] 张克绪,谢君斐.土动力学[M].北京:地震出版社,1989:59-68.  
ZHANG Ke-xu,XIE Jun-fei. Soil dynamics [M]. Beijing: Earthquake Press, 1989:59-68.
- [7] 凌复华.突变理论及其应用[M].上海:上海交通大学出版社,1987:173-186.  
LING Fu-hua. Catastrophe theory and its applications [M]. Shanghai: Shanghai Jiao Tong University Press,1987:173-186.

(下转第473页)

- Ji Wei, LIU Shi-zhong, LIN Peng-zhen. Dynamic Characteristics of composite box girder with corrugated steel webs[J]. Journal of highway and transportation research and development, 2011, 28(11):55-60.
- [9] 中华人民共和国交通运输部. JTG D60-2004 公路桥涵设计通用规范[S]. 北京:人民交通出版社,2004.
- Ministry of Transport of the People's Republic of China. JTG D60-2004 General Code for Design of Highway Bridges and Culverts[S]. Beijing: China communications press,2004.

## Study on dynamic characteristics parameters of equal section composite box girder with corrugated steel webs

Ji Wei, LIU Shi-zhong, LIN Peng-zhen

(Key Laboratory of Road Bridge and Underground Engineering of Gansu Province,  
Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, China)

**Abstract:** In this paper, a continuous box girder bridge model of corrugated steel webs is analyzed, using the ANSYS finite-element method, to evaluate its vertical fundamental frequency. Experimental test is conducted on the continuous box girder bridge model of corrugated steel webs to verify the finite-element model. There is good correlation between the results from the tested model and the finite-element analysis. The parameters considered herein are the number of the diaphragm, prestressing force, wave pattern of corrugated steel web and the span length. The results show that the span length influences significantly the fundamental frequency of such bridge. The number of the diaphragm, prestressing force, wave pattern of corrugated steel web have little effects on the fundamental frequency of such bridge. The vertical fundamental frequency estimation formula of the continuous bridge in code (JTG D60-2004) is not suitable for the continuous box girder of corrugated steel webs, thus empirical expressions for the fundamental frequency of such bridges were deduced.

**Key words:** composite box girder; vertical fundamental frequency; model test; corrugated steel web

**Biography:** Ji Wei, Candidate for Ph. D., Lanzhou 730070, P. R. China, Tel: 0086-13919891668, E-mail: jiwei1668@163.com

(上接第 467 页)

## Analysis on the seismic dynamic characteristics of soil-structure interaction system by Catastrophic Theory

WANG Zhi-qiang, SHEN Jian-hong

(School of Management, Qingdao Technology University, Shandong Qingdao 266520, China)

**Abstract:** Under earthquake loading, the dynamic characteristics of structure can be reflected better when soil and structure are analyzed by a system. On a simple model of soil-structure interaction system, the kinetic energy and deformation energy are calculated. The dynamic equations of soil-structure interaction system derived by Lagrange Equation can be attributed to the cusp catastrophe model which takes structure amplitude as state variable. The analysis by cusp Catastrophe Theory shows that because of nonlinear spring, the system has the frequency characteristics and the soil-structure interaction system does not produce a "resonance" phenomenon in linear systems. When the control points (u,v) get across the bifurcation set of cusp catastrophe model, structure amplitude and vibration phase will change and the structure amplitude changes with the earthquake frequency, i. e. the earthquake frequency change has path effect on earthquake dynamic characteristics of soil-structure interaction system.

**Key words:** soil-structure interaction, catastrophe theory, nonlinear, dynamic characteristics

**Biography:** WANG Zhi-qiang, Associate professor. Qingdao 266520, P. R. China, E-mail: wzq3993@163.com, Tel: 15898803993