

# 设置黏滞阻尼器的纵飘斜拉桥 地震响应简化分析方法\*

史俊, 徐略勤, 鲁小罗

(重庆交通大学 土木工程学院, 重庆 400074)

**摘要:** 针对纵飘体系斜拉桥现有黏滞阻尼器参数设计方法的不足,提出了更为快捷有效的分析方法.首先基于钟摆原理,采用双质点模型简化模拟纵飘斜拉桥的动力响应特征;然后基于能量耗散等效原理,提出了黏滞阻尼器的等效线性模型;最后基于结构动力学原理,建立了设置黏滞阻尼器的纵飘斜拉桥地震响应简化分析方法.在此基础上,针对某主跨 392 m 的纵飘斜拉桥建立了全桥分析模型,在正弦波作用下,对比分析了全桥模型、双质点简化模型数值解和解析解的计算误差.结果表明:双质点模型数值解计算结果精度较高,可以代替全桥模型的有限元计算结果;解析解与双质点数值解计算结果吻合良好,验证了双质点模型简化分析方法在理论上的可靠性;在不同地震动特性和体系周期下,三者计算误差均满足工程精度要求,表明该简化分析方法具有良好的适用性,可为阻尼器参数优化提供更简便的模型.

**关键词:** 桥梁工程; 简化分析; 双质点模型; 纵飘斜拉桥; 黏滞阻尼器; 正弦波

**中图分类号:** U442.5<sup>+</sup>5

**文献标志码:** A

**DOI:** 10.21656/1000-0887.400045

## 引言

作为大跨度桥梁中的典型,斜拉桥在交通运输工程中起着十分关键的作用,其抗震性能备受关注.在斜拉桥的纵桥向,采用飘浮体系是一种对抗震有利的结构体系.它可以通过延长结构周期来减小地震内力,但由于刚度小和阻尼低的特点,其极易在梁端产生过大的地震位移.因此,往往需要在主梁与桥塔连接处设置黏滞阻尼器来控制主梁地震位移<sup>[1-2]</sup>.

纵飘斜拉桥的抗震性能与黏滞阻尼器参数选取密切相关,许多学者对阻尼器参数设计方法开展了大量研究,但大多数研究都是根据全桥有限元模型,采用非线性时程方法进行计算,然后根据参数分析结果总结规律现象,如 Zhu 等<sup>[3]</sup>、王志强等<sup>[4]</sup>、杨德健等<sup>[5]</sup>的研究.这种“试算法”工作量大、耗时长且效率低下,最终得到的结果普适性存疑,往往代表性不足.Hwang 等<sup>[6]</sup>针对高速公路常规梁桥,基于等效阻尼比的概念,推导了黏滞阻尼器的参数设计公式,但该公式仅适用于规则梁桥.叶爱君<sup>[7]</sup>提出利用径向基函数神经网络建立阻尼器参数与结构地

\* 收稿日期: 2019-01-20

**基金项目:** 国家重点研发计划(重点专项子课题)(2016YFC0802206-3);重庆市人工智能技术创新重大主题专项重点研发项目(cstc2017rgzn-zdyfX0029);重庆市技术创新与应用示范(社会民生类重点研发)项目(cstc2018jsxc-mszdX0084);重庆市研究生科研创新项目(CYS19244)

**作者简介:** 史俊(1994—),男,硕士生(E-mail: shijuncqjtu@163.com);

徐略勤(1983—),男,副教授,博士,博士生导师(通讯作者. E-mail: xulueqin@163.com).

震响应之间的映射关系,进而选取所需的阻尼器参数.孙传智等<sup>[8]</sup>根据响应面法拟合结构响应关于阻尼器参数的函数表达式,将阻尼器参数优化问题转化成非线性规划的问题.上述两种方法是结合结构地震响应的数学寻优设计,虽然能够避免单纯依靠经验选取阻尼器参数所带来的不确定性,但是方法还不够简化,直接应用于实际工程存在困难.鉴于此,本文提出了基于双质点模型的纵飘斜拉桥黏滞阻尼器参数简化分析方法.在正弦波作用下,将双质点模型的解析解、数值解以及全桥模型计算结果进行对比分析,从理论解析角度验证了简化模型的可靠性.本文的简化分析模型可为纵飘斜拉桥的阻尼器参数设计提供一种简便实用的方法.

## 1 简化分析模型

### 1.1 纵飘斜拉桥双质点简化模型

在地震作用下,飘浮体系斜拉桥主梁的水平纵向惯性力全部通过拉索传至索塔,而辅助墩和过渡墩的质量相对索塔和主梁而言可忽略.由此,可采用如图 1 所示的双质点简化模型模拟其在地震作用下的一阶响应行为<sup>[9-10]</sup>.

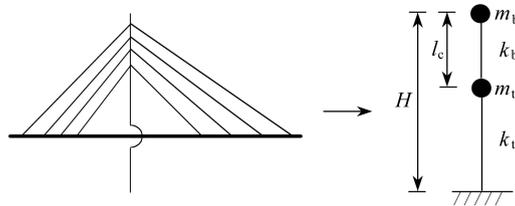


图 1 双质点简化模型

Fig. 1 A double-mass simplified model

图 1 中,主梁质量  $m_b$  堆聚在塔顶;索塔质量换算成等效质量  $m_t$ ,沿高度较均匀的索塔可用塔身总质量乘以 0.24 估算得到<sup>[9]</sup>;  $H$  为塔高,  $l_c$  为斜拉索的等效摆长,可近似取上塔柱的高度;  $k_t$  为索塔抗推刚度;根据单摆原理可以得到主梁的等效摆动刚度为

$$k_b = m_b g / l_c + \rho g h I_y / l_c^3, \quad (1)$$

式中,  $g$  为重力加速度,  $\rho$  为主梁的体密度,  $h$  为主梁梁高,  $I_y$  为主梁抗弯惯性矩,其余符号意义同前.

根据多自由度体系的自由振动方程,可知简化模型的特征方程式为

$$(\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}) \boldsymbol{\phi}_n = 0 \quad (n = 1, 2), \quad (2)$$

式中,  $\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_b & -k_b \\ -k_b & k_b + k_t \end{bmatrix}$  为双质点体系刚度矩阵;  $\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_b & 0 \\ 0 & m_t \end{bmatrix}$  为双质点体系质量矩阵;

$\boldsymbol{\phi}_n = \begin{pmatrix} \phi_{n1} \\ \phi_{n2} \end{pmatrix}$  为双质点体系的  $n$  阶振型向量;  $\omega_n$  为双质点体系的  $n$  阶自振频率.

求解方程式(2),解得自振频率为

$$\omega_{1,2}^2 = [m_b(k_b + k_t) + m_t k_b \mp \sqrt{[m_b(k_b + k_t) + m_t k_b]^2 - 4m_b m_t k_b k_t}] / (2m_b m_t). \quad (3)$$

将式(3)代入到式(2)中,通过归一化可得出振型向量:

$$\boldsymbol{\phi}_n = \begin{Bmatrix} \phi_{n1} \\ \phi_{n2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ (k_b - m_b \omega_n^2) / k_b \end{Bmatrix} \quad (n = 1, 2). \quad (4)$$

## 1.2 黏滞阻尼器等效线性模型

为了简化分析,有必要将非线性黏滞阻尼器进行等效线性化处理.本文采用能量耗散等效原理,即在简谐荷载  $u = u_0 \sin(\omega t)$  的激励下,非线性黏滞阻尼器与线性阻尼在一个振动周期内所耗散的能量相等.

在一个振动周期内非线性黏滞阻尼器所耗散的能量  $E_d$  为

$$E_d = \int F_d du = \int C_d \dot{u}^\alpha du = \int_0^{2\pi/\omega} C_d |\dot{u}|^{1+\alpha} dt = \int_0^{2\pi/\omega} C_d |\omega u_0 \cos(\omega t)|^{1+\alpha} dt. \quad (5)$$

在相同周期内等效线性阻尼所耗散的能量  $E_{\text{equi}}$  为

$$E_{\text{equi}} = \int F_{\text{equi}} du = \int C_{\text{equi}} \dot{u} du = \int_0^{2\pi/\omega} C_{\text{equi}} u^2 dt = \pi C_{\text{equi}} \omega u_0^2, \quad (6)$$

式中,  $F_d, C_d, \alpha$  分别为非线性黏滞阻尼器的阻尼力、阻尼系数和速度指数;  $\dot{u}$  和  $u$  分别为阻尼器两端的相对速度和相对位移;  $\omega$  为简谐荷载频率;  $F_{\text{equi}}, C_{\text{equi}}$  分别为等效线性阻尼力和阻尼系数.

根据耗能相等原则  $E_d = E_{\text{equi}}$ , 有

$$C_{\text{equi}} = \frac{2^{2+\alpha}}{\pi} C_d u_0^{\alpha-1} \omega^{\alpha-1} \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)} = \frac{C_d u_0^{\alpha-1} \omega^{\alpha-1}}{\pi} \lambda, \quad (7)$$

式中,  $\lambda = 2^{2+\alpha} (\Gamma^2(1+\alpha/2)/\Gamma(2+\alpha))$ , 其取值可在报告 FEMA 273<sup>[11]</sup> 中查找;  $u_0$  为黏滞阻尼器的最大行程,可近似取主梁的最大位移;  $\Gamma(\cdot)$  为 Gamma 函数.

## 1.3 简化模型运动方程求解

在图 1 所示的双质点简化模型基础上,加入黏滞阻尼器等效线性阻尼  $C_{\text{equi}}$ , 可以得到考虑黏滞阻尼器的等效线性分析模型,如图 2 所示,其中  $C_b, C_t$  分别为主梁和索塔的阻尼系数,可按结构阻尼比 3% 换算得到.

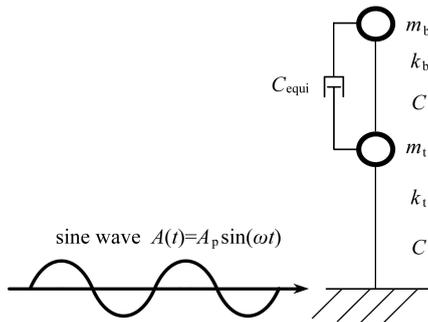


图 2 考虑黏滞阻尼器的双质点简化模型

Fig. 2 A double-mass simplified model including the viscous damper

根据图 2 的双质点模型,基于 d'Alembert 原理建立其运动方程如下:

$$M\ddot{\mathbf{u}} + C\dot{\mathbf{u}} + K\mathbf{u} = \mathbf{p}(t) = -M\mathbf{I}\ddot{u}_g, \quad (8)$$

式中

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_b & 0 \\ 0 & m_t \end{bmatrix}, \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} C_b + C_{\text{equi}} & -(C_b + C_{\text{equi}}) \\ -(C_b + C_{\text{equi}}) & C_b + C_{\text{equi}} + C_t \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_b & -k_b \\ -k_b & k_b + k_t \end{bmatrix}$$

分别为双质点体系的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵;  $\mathbf{u} = \{u_b \quad u_t\}^T$ ,  $\dot{\mathbf{u}} = \{\dot{u}_b \quad \dot{u}_t\}^T$ ,  $\ddot{\mathbf{u}} = \{\ddot{u}_b \quad \ddot{u}_t\}^T$  分别表示双质点体系的位移、速度和加速度时程向量;  $\mathbf{I}$  表示单位列向量;  $\ddot{u}_g$  表示

地面加速度时程,当输入为正弦波荷载时,  $\ddot{u}_g = A_p \sin(\omega t)$ 。

将主梁质点编号为 1,主塔质点编号为 2,由振型叠加法可知,第  $n$  阶振型分量的位移可由振型向量  $\phi_n$  乘以振型坐标  $Y_n(t)$  得到:

$$u_n(t) = \phi_n Y_n(t) \quad (n = 1, 2). \quad (9)$$

式(8)左乘振型向量  $\phi_n^T$ ,当  $m \neq n$  时,根据振型正交性可得  $\phi_m^T M \phi_n = 0, \phi_m^T K \phi_n = 0$ ,假定阻尼矩阵  $C$  也满足正交条件  $\phi_m^T C \phi_n = 0$ ,则有

$$M_n \ddot{Y}_n(t) + C_n \dot{Y}_n(t) + K_n Y_n(t) = P_n(t), \quad (10)$$

其中,  $M_n = \phi_n^T M \phi_n, C_n = \phi_n^T C \phi_n, K_n = \phi_n^T K \phi_n, P_n(t) = \phi_n^T p(t)$  分别称为第  $n$  阶振型的广义质量、广义阻尼、广义刚度和广义动荷载。方程(10)两边同除  $M_n$ ,则运动方程可表示为

$$\ddot{Y}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{Y}_n(t) + \omega_n^2 Y_n(t) = P_n(t)/M_n, \quad (11)$$

式中,  $\zeta_n = C_n/(2\omega_n M_n)$  称为第  $n$  阶模态阻尼比。

初始条件为

$$u(0) = (0 \ 0)^T, \dot{u}(0) = (0 \ 0)^T. \quad (12)$$

求解方程(11),得稳态反应解:

$$Y_n^p(t) = C_n \sin(\omega t) + D_n \cos(\omega t) \quad (n = 1, 2), \quad (13)$$

其中

$$C_n = \frac{P_{n0}}{K_n} \frac{1 - (\omega/\omega_n)^2}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta_n(\omega/\omega_n)]^2},$$

$$D_n = \frac{P_{n0}}{K_n} \frac{-2\zeta_n(\omega/\omega_n)}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta_n(\omega/\omega_n)]^2}.$$

方程(11)的瞬态反应解为

$$Y_n^c(t) = e^{-\zeta_n \omega_n t} (A_n \cos(\omega_{nd} t) + B_n \sin(\omega_{nd} t)) \quad (n = 1, 2), \quad (14)$$

其中

$$A_n = u(0), B_n = \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} - \frac{P_{n0}}{K_n} \frac{\omega/\omega_n}{1 - (\omega/\omega_n)^2}. \quad (15)$$

式(13)、(14)中,  $\omega$  为荷载频率,  $\omega_n$  为体系自振频率,  $\omega_{nd} = \omega_n \sqrt{1 - \zeta_n^2}$ 。

因此,双质点简化模型的各质点位移响应表达式如下所示:

总位移

$$u(t) = \begin{pmatrix} u_b(t) \\ u_t(t) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \phi_{11} & \phi_{21} \\ \phi_{12} & \phi_{22} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Y_1^p(t) + Y_1^c(t) \\ Y_2^p(t) + Y_2^c(t) \end{pmatrix}; \quad (16)$$

主梁位移

$$u_b(t) = \phi_{11}(Y_1^p(t) + Y_1^c(t)) + \phi_{21}(Y_2^p(t) + Y_2^c(t)). \quad (17)$$

## 2 简化模型验证

### 2.1 桥例概况与全桥分析模型

某飘浮体系斜拉桥的跨径布置为 50 m+158 m+392 m+158 m+50 m=808 m,索塔采用纵向双柱构成的帆形混合塔,索塔总高 138 m,桥面以上高 100 m.主梁为单箱三室钢箱梁,高 3.5 m,宽 29.5 m,采用单索面布置,每个塔柱共布置 16 对斜拉索,在塔、梁间共设置 4 个黏滞阻尼器,速度指数  $\alpha$  取 0.3,阻尼系数  $C_d$  取 5 000 kN·(m·s<sup>-1</sup>)<sup>-0.3</sup>.采用有限元软件 SAP2000 建

立了全桥分析模型,如图3所示。主梁、索塔、边墩以及辅助墩均采用线弹性梁单元模拟,其中主梁、索塔和桥墩均考虑了受压构件的二阶效应。斜拉索采用空间桁架单元模拟,按 Ernst 公式修正其垂度效应,并考虑恒载初始内力引起的几何刚度影响。球钢支座采用弹塑性双折线模型模拟,以考虑支座摩擦的影响。黏滞阻尼器采用 Maxwell 模型模拟,体系阻尼采用 Rayleigh 模型,桩-土-结构相互作用采用简化的  $6 \times 6$  土弹簧模拟。

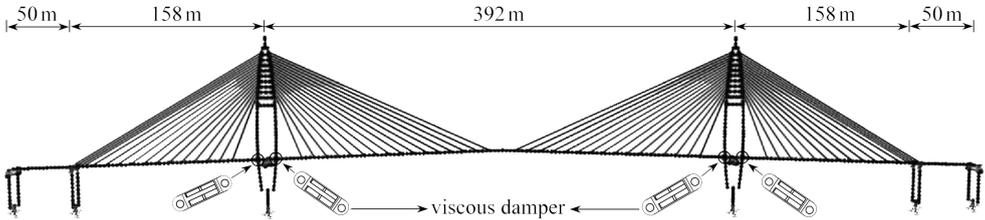


图3 全桥分析模型

Fig. 3 The analytical model for the whole bridge

## 2.2 简化模型与分析工况

根据桥例设计参数,按照图1、2所示的简化模型,采用第1节的计算公式可得  $m_b = 9\,146\text{ t}$ ,  $m_t = 7\,268\text{ t}$ ,  $k_b = 37\,403\text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ,  $k_t = 55\,555\text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ,  $C_b = 1\,132\text{ kN}/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$ ,  $C_t = 1\,848\text{ kN}/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$ ,由式(3)可得桥例的第一阶自振周期为  $4.315\text{ s}$ ,全桥模型计算得到的第一阶自振周期为  $4.184\text{ s}$ ,两者相差  $3.13\%$ ,精度较高。

为了验证第1节的简化分析方法,本文主要进行3种模型和分析方法的对比:

① 按照第1节的过程和公式对双质点简化模型进行解析求解;

② 仍按照第1节的过程计算简化模型的相关参数,但采用 SAP2000 建立双质点简化模型进行数值分析,与方法①的差别主要在于本方法采用迭代求解,且可进行包括实际地震波在内的各种复杂动力荷载的求解,是对本文简化分析方法的拓展;

③ 按照图3所示的方法,采用 SAP2000 建立全桥精细化有限元分析模型,并考虑了各种可能的非线性因素。

考虑到3种分析方法中,解析求解过程对实际地震动较困难;而且,由于任意地震波均可通过 Fourier 变换为正弦波的级数展开式。因此,为了方便双质点简化模型的解析求解,本小节采用正弦波荷载进行对比分析<sup>[12]</sup>。为了在正弦波荷载中考虑地震动频谱特性的影响,本文根据文献[13]的研究,采用正弦波峰值加速度  $A_p$  与峰值速度  $V_p$  的比值  $A_p/V_p$  来衡量频谱的特征。一般来说,具有丰富低频成分的近场脉冲型地震动的  $A_p/V_p$  值较小,特征周期较长;而高频成分较高的常规远场地震动的  $A_p/V_p$  值较大,特征周期较短。

假设正弦波的加速度时程曲线为  $A(t) = A_p \sin(\omega t)$ ,通过对  $A(t)$  积分可得速度时程:

$$V(t) = \int A(t) dt = 2A_p/\omega \sin^2(\omega t/2). \quad (18)$$

正弦波在不同荷载频率  $\omega$  下的峰值加速度  $A_p$  与峰值速度  $V_p$  的比值为

$$A_p/V_p = A_p/(2A_p/\omega) = \omega/2 = \pi/T_g, \quad (19)$$

上式中,  $T_g$  为地震动的卓越周期。

## 2.3 对比验证分析结果

取正弦波的卓越周期  $T_g = 2\text{ s}$ ,则其频率  $\omega = 3.14\text{ rad} \cdot \text{s}^{-1}$ ,峰值加速度  $A_p$  调整为  $0.25g$ ,在该正弦波输入下,根据式(7),当速度指数  $\alpha$  取  $0.3$ ,阻尼系数  $C_d$  取值为  $1\,000$ ,  $5\,000$ ,  $10\,000$

$\text{kN} \cdot (\text{m} \cdot \text{s}^{-1})^{-0.3}$ 时, 或当  $C_d = 5\,000 \text{ kN} \cdot (\text{m} \cdot \text{s}^{-1})^{-\alpha}$ ,  $\alpha$  值分别取 0.1, 0.5 和 0.9 时, 可以得出相应的等效阻尼系数  $C_{\text{equi}}$ 。通过解析分析和数值分析得到 3 种分析方法在不同阻尼器参数下的主梁位移时程曲线, 如图 4 所示, 其中, SM、WM 分别表示简化模型和全桥模型(后同)。

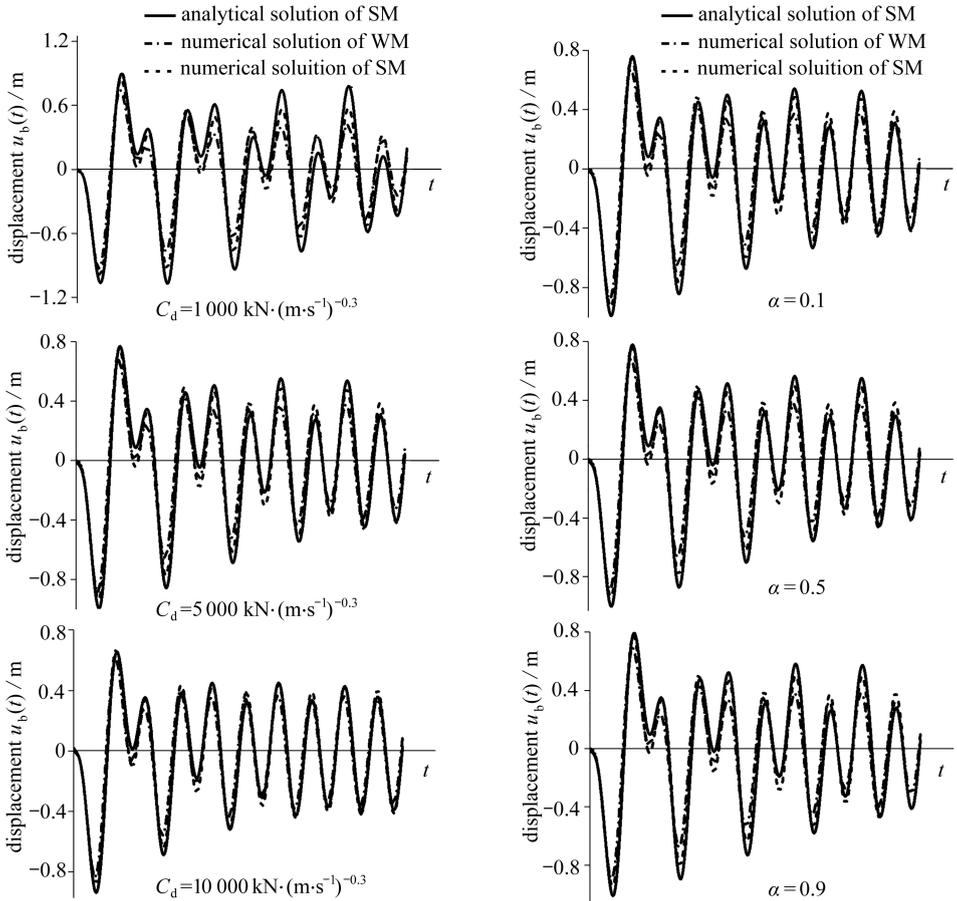
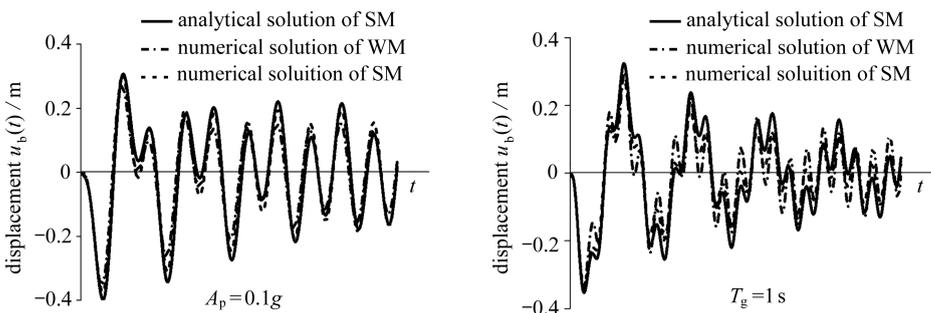


图 4 不同阻尼器参数下主梁位移时程曲线对比

Fig. 4 Comparison of displacement history curves of the girder under different damper parameters

图 4 中三者对应的主梁位移时程曲线形态均保持良好的-致性。以全桥模型计算结果为准, 在各阻尼器参数下, 双质点数值解的主梁位移包络值最大计算误差为 5.3%, 平均误差仅为 4.6%; 而解析解与双质点数值解的主梁位移包络值最大计算误差为 6.6%, 平均误差为 6.1%, 表明本文的双质点简化模型在不同黏滞阻尼器参数下, 无论采用解析方法还是采用数值方法, 均具有很好的精度。



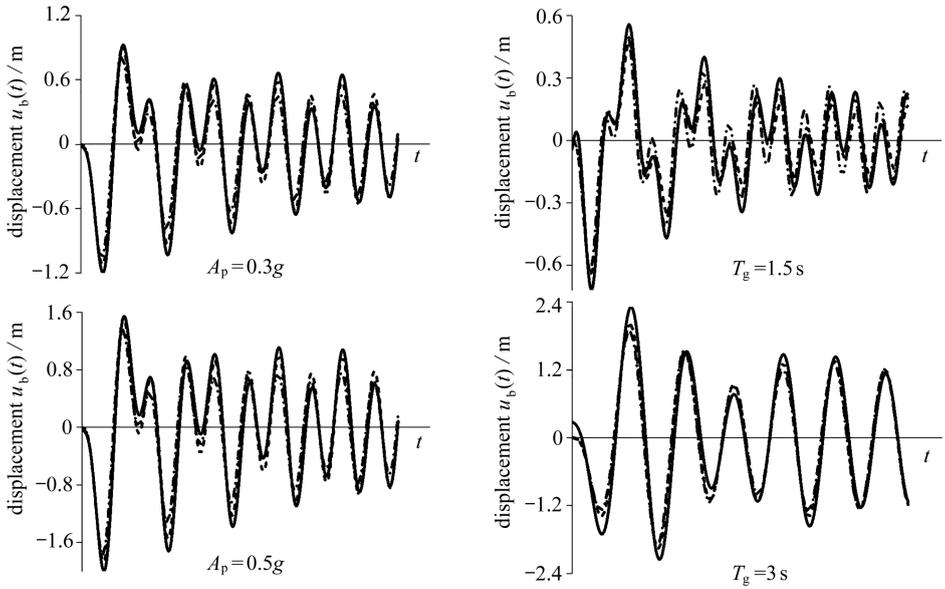


图5 不同地震动特性下主梁位移时程曲线对比

Fig. 5 Comparison of displacement history curves of the girder under different ground motion characteristics

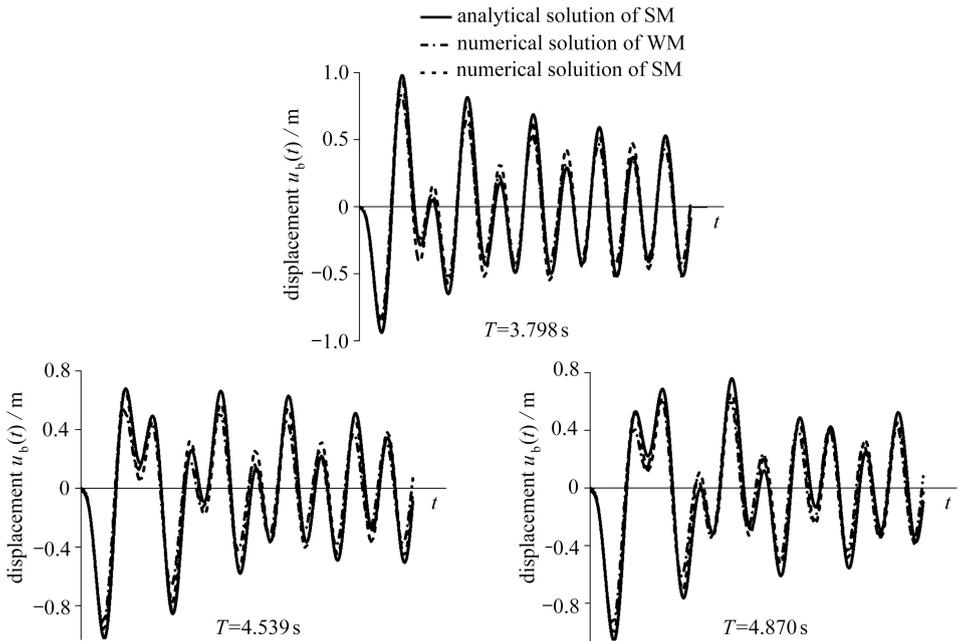


图6 不同体系周期下主梁位移时程曲线对比

Fig. 6 Time history curves of the girder displacement of the simplified model under different system periods

为了进一步研究在不同地震动特性下简化方法的适用性,设置以下两种工况:工况 a,将正弦波的峰值加速度  $A_p$  分别调整为  $0.1g, 0.3g$  和  $0.5g$ ,卓越周期  $T_g$  取  $2s$ ;工况 b,改变与地震动频谱特性相关  $\omega$  的取值,分别取  $6.28, 4.19, 2.093 \text{ rad}\cdot\text{s}^{-1}$ ,对应的卓越周期  $T_g$  分别为  $1, 1.5, 3s$ ,并将  $A_p$  取为  $0.25g$ ,以此考察包括加速度峰值和频谱特性在内的地震动特性的影响.按式 (7) 计算阻尼器等效模型时,速度指数  $\alpha$  取  $0.3$ ,阻尼系数  $C_d$  取  $5000 \text{ kN}\cdot(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})^{-0.3}$ .

如图 5 所示,三者的主梁位移时程曲线形态吻合良好.以全桥模型计算结果为准,在不同地震动强度作用下,双质点简化模型的解析解主梁位移包络值最大计算误差为 11.2%,最小误差为 11%;双质点简化模型的数值解最大和最小计算误差均为 5%.在不同频谱特性地震作用下,双质点简化模型的解析解最大和最小误差分别为 12.3%和 2.5%;双质点简化模型的数值解最大和最小误差分别为 3.4%和 1.6%,误差均满足工程精度要求,说明简化方法在不同地震动特性下也具有较好的适用性.

飘浮体系斜拉桥属于典型的柔性体系,纵向刚度较小,结构的基本周期较长<sup>[14-16]</sup>,为了使分析结果更加普遍化,分别将双质点模型的主梁质量  $m_b$  改变为 0.5 倍、1.5 倍和 2.0 倍,计算在不同飘浮体系周期下双质点简化模型的适用性情况.仅仅出于对比,因此全桥模型也采用相同的方法改变主梁质量,而忽略因主梁质量变化所导致的斜拉桥其他各参数的变化.

图 6 显示出在不同体系周期下三者的主梁位移时程曲线几乎保持一致.以全桥模型计算结果为准,双质点简化模型解析解的主梁位移包络值最大计算误差为 10.4%,最小误差为 9.7%;双质点简化模型数值解的最大误差为 5.1%,最小误差仅为 1.6%,平均误差为 3.7%,表明本文提出的简化模型分析方法对于不同的飘浮体系斜拉桥均具有良好的适用性.

## 5 结 论

根据飘浮体系斜拉桥的动力响应特征,结合结构动力学原理,提出了基于双质点模型的纵飘斜拉桥黏滞阻尼器参数简化分析方法,在正弦波作用下,对全桥模型、双质点数值解和解析解的计算结果进行对比分析,主要结论如下:

- 1) 对于算例,采用双质点简化模型和全桥模型得到的基本周期分别为 4.315 s 和 4.184 s,误差仅为 3.13%,说明双质点简化模型可用于飘浮体系斜拉桥自振周期的简化计算.
- 2) 在各阻尼器参数下,双质点简化分析方法均能得到与全桥模型非常接近的计算结果,如双质点模型数值求解结果的最大误差为 5.3%,平均误差仅为 4.6%,表明双质点简化分析方法具有很好的精确度.
- 3) 在不同地震动强度下,全桥模型、双质点数值解和解析解三者计算结果的最大误差为 11.2%,最小仅为 5%;在不同频谱特性下,最大和最小计算误差分别为 12.3%和 1.6%;而对于不同的体系周期,最大和最小误差分别为 10.4%和 1.6%,误差总体较小.说明在不同地震动特性和体系周期下,该简化分析方法均具有良好的适用性.

本文提出的双质点模型简化分析方法精度较高,实用性强且适用性广,与全桥有限元模型相比,双质点模型建模简单、计算高效,能进行各种复杂地震荷载输入求解.因此在纵飘斜拉桥黏滞阻尼器选型时,可采用本文的双质点模型进行参数优化.

## 参考文献(References):

- [1] 韩振峰,叶爱君.千米级斜拉桥的纵向减震体系研究[J].地震工程与工程振动,2015,35(6):64-70.(HAN Zhenfeng, YE Aijun. Research on the longitudinal earthquake-reduction system of cable-stayed bridges over kilometers[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2015, 35(6): 64-70.(in Chinese))
- [2] 徐略勤,刘津成,刘营,等.独塔宽幅斜拉桥基于能力需求比的抗震性能评估[J].桥梁建设,2016,46(4):11-16.(XU Lueqin, LIU Jincheng, LIU Ying, et al. Seismic performance assessment of cable-stayed bridge with single pylon and wide deck based on capacity demand ratio method[J]. *Bridge Construction*, 2016, 46(4): 11-16.(in Chinese))

- [3] ZHU J, ZHANG W, ZHENG K F, et al. Seismic design of a long-span cable-stayed bridge with fluid viscous dampers[J]. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 2016, **21**(1): 1-11.
- [4] 王志强, 胡世德, 范立础. 东海大桥粘滞阻尼器参数研究[J]. 中国公路学报, 2005, **18**(3): 37-42.(WANG Zhiqiang, HU Shide, FAN Lichu. Research on viscous damper parameters of Donghai bridge[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2005, **18**(3): 37-42.(in Chinese))
- [5] 杨德健, 耿辰, 宋佳楠. 基于多点激励下黏滞阻尼器在斜拉桥中的减震效果分析[J]. 世界地震工程, 2015, **31**(2): 34-42.(YANG Dejian, GENG Chen, SONG Jianan. Multipoint excitation-based vibration effect analysis of viscous dampers in cable-stayed bridge[J]. *World Earthquake Engineering*, 2015, **31**(2): 34-42.(in Chinese))
- [6] HWANG J S, TSENG Y S. Design formulations for supplemental viscous dampers to highway bridges[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2010, **34**(13): 1627-1642.
- [7] 叶爱君. 径向基函数(RBF)神经网络在桥梁减震设计中的应用仿真[J]. 系统仿真技术, 2006, **2**(1): 31-37.(YE Aijun. The application of RBF neural network to seismic design of bridges[J]. *System Simulation Technology*, 2006, **2**(1): 31-37.(in Chinese))
- [8] 孙传智, 李爱群, 缪长青, 等. 减震结构粘滞阻尼器参数优化分析[J]. 土木建筑与环境工程, 2013, **35**(1): 80-85.(SUN Chuazhi, LI Aiqun, MIAO Changqing, et al. Parameter optimization analysis of viscous dampers for dissipation structure[J]. *Civil Engineering and Environmental Engineering*, 2013, **35**(1): 80-85.(in Chinese))
- [9] 袁万城, 闫冬. 斜拉桥纵飘频率简化计算方法[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2005, **33**(11): 1423-1427.(YUAN Wancheng, YAN Dong. Simplified calculational method of floating frequency for cable-stayed bridges[J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2005, **33**(11): 1423-1427.(in Chinese))
- [10] 张文学, 寇文琦, 陈盈, 等. 基于双质点模型斜拉桥纵向一阶自振周期计算[J]. 桥梁建设, 2016, **46**(3): 98-102.(ZHANG Wenxue, KOU Wenqi, CHEN Ying, et al. Calculation of first-order longitudinal natural vibration periods of cable-stayed bridges based on double-mass-point models[J]. *Bridge Construction*, 2016, **46**(3): 98-102.(in Chinese))
- [11] FEMA. Guidelines and commentary for the seismic rehabilitation of buildings: FEMA report 273[R]. The Building Seismic Safety Council, 1997.
- [12] 罗骁, 张新燕, 张珺, 等. 基于谐波平衡法的尾流激励的叶片振动降阶模型方法[J]. 应用数学和力学, 2018, **39**(8): 892-899.(LUO Xiao, ZHANG Xinyan, ZHANG Jun, et al. A reduced-order model method for blade vibration due to upstream wake based on the harmonic balance method[J]. *Applied Mathematics and Mechanics*, 2018, **39**(8): 892-899.(in Chinese))
- [13] KRAMER S L. *Geotechnical Earthquake Engineering*[M]. New Jersey: Prentice Hall, 1996.
- [14] 叶爱君, 胡世德, 范立础. 超大跨度斜拉桥的地震位移控制[J]. 土木工程学报, 2004, **37**(12): 38-43.(YE Aijun, HU Shide, FAN Lichu. Seismic displacement control for super-long-span cable-stayed bridges[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2004, **37**(12): 38-43.(in Chinese))
- [15] 邓育林, 雷凡, 何雄君. 地震作用下大跨斜拉桥主桥与多联引桥伸缩缝处连锁碰撞效应研究[J]. 土木工程学报, 2015, **48**(2): 87-95.(DENG Yulin, LEI Fan, HE Xiongjun. Study on effects of pounding at expansion joints on seismic responses of long-span cable-stayed bridges between main span and multiple approach spans under earthquakes[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2015, **48**(2): 87-95.(in Chinese))
- [16] 邵旭东. 桥梁工程[M]. 4版. 北京: 人民交通出版社, 2016.(SHAO Xudong. *Bridge Engineer-*

ing[M]. 4th ed. Beijing: China Communications Press, 2016.(in Chinese))

# A Simplified Analysis Method for Seismic Responses of Floating-System Cable-stayed Bridges With Viscous Dampers

SHI Jun, XU Lueqin, LU Xiaoluo

(School of Civil Engineering, Chongqing Jiaotong University,  
Chongqing 400074, P.R.China)

**Abstract:** In view of the deficiencies of the existing viscous damper parameter design methods for floating-system cable-stayed bridges, a more efficient and effective analysis method was proposed. Based on the pendulum principle, a double-mass model was used for simplified simulation of the dynamic response characteristics of floating-system cable-stayed bridges. Meanwhile, an equivalent linear model for viscous dampers was proposed according to the principle of energy equivalence. Finally, a simplified analysis method for seismic responses of floating-system cable-stayed bridges with viscous dampers was established based on the principle of structural dynamics. On this basis, a full-bridge numerical model was established for a cable-stayed bridge with a main span of 392 m. Under the action of sine waves, calculation errors of the full-bridge numerical model, the double-mass analytical model and the double-mass numerical model were compared in detail. The results show that, the double-mass numerical solution has high calculation accuracy, and can replace the full-bridge numerical solution; the double-mass analytical solution agrees well with the double-mass numerical solution, which verifies the theoretical reliability of the simplified double-mass analysis method. Calculation errors of the 3 models meet the engineering accuracy requirements under different ground motion characteristics and system periods, indicating that the proposed simplified analysis method has good applicability and provides a more efficient way for damper parameter optimization.

**Key words:** bridge engineering; simplified analysis; double-mass model; floating-system cable-stayed bridge; viscous damper; sine wave

**Foundation item:** The National Key R&D Program of China(2016YFC0802206-3)

引用本文/Cite this paper:

史俊, 徐略勤, 鲁小罗. 设置黏滞阻尼器的纵飘斜拉桥地震响应简化分析方法[J]. 应用数学和力学, 2019, 40(12): 1335-1344.

SHI Jun, XU Lueqin, LU Xiaoluo. A simplified analysis method for seismic responses of floating-system cable-stayed bridges with viscous dampers[J]. *Applied Mathematics and Mechanics*, 2019, 40(12): 1335-1344.