

漂浮体系斜拉桥黏滞阻尼器参数的简化计算

徐 艳, 童 川, 李建中

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要: 根据漂浮体系斜拉桥的动力响应特点以及近断层速度脉冲型地震动特性, 基于结构动力学基本理论, 提出了考虑附加黏滞阻尼器的漂浮体系斜拉桥三质点简化动力模型. 利用等效阻尼比概念以及能量消耗等效原理, 推导得到了速度脉冲型地震动作用下漂浮体系斜拉桥线性及非线性黏滞阻尼器阻尼系数的简化计算公式. 最后, 通过一座漂浮体系斜拉桥实例, 验证了相关公式的正确性.

关键词: 斜拉桥; 黏滞阻尼器; 三质点简化动力模型; 速度脉冲; 等效阻尼比

中图分类号: U422.5⁺5

文献标志码: A

Simplified Calculation of Viscous Damper Parameter for Floating-system Cable-stayed Bridge

XU Yan, TONG Chuan, LI Jianzhong

(State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In the light of velocity pulse characteristics of near-fault ground motion and the dominated vibration mode to the dynamic response of floating-system cable-stayed bridge, a three-mass simplified dynamic model was derived and the differential dynamic equation was established. Based on the method of equivalent damping ratio and equivalent linearization of nonlinear viscous dampers, design formulas for determining the damping coefficient of nonlinear viscous dampers of the bridge subjected to near-fault ground motion were deduced. Finally, the accuracy of the proposed design formulas for nonlinear viscous dampers in predicting the damping ratio of the bridge was verified by a real cable-stayed bridge.

Key words: cable-stayed bridge; viscous damper; three-mass simplified dynamic model; velocity pulse; equivalent damping ratio

斜拉桥是一种国内外工程实践中广泛采用的桥型, 该桥型外形美观、施工方便且受力性能良好. 斜拉桥的基本体系分为全漂浮体系、半漂浮体系、塔墩梁固结体系以及塔梁固结塔墩分离体系. 塔墩梁固结体系在地震作用下的梁端位移很小, 但会在主塔内产生较大的地震内力; 半漂浮体系和全漂浮体系可以看成是隔震体系, 在地震作用下可以减小塔柱的内力反应, 但这 2 种体系均会产生较大的梁端位移, 导致主梁与相邻跨引桥和锚固墩的碰撞^[1]. 因此, 漂浮体系斜拉桥的桥塔和主梁之间通常设置纵向黏滞阻尼器控制梁端位移. 近场地震波的特点是常常含有一个明显的时域脉冲. 近断层地震动表现出许多不同于远场地震动的特性, 对房屋、桥梁结构以及路面工程等基础设施造成更为严重的破坏^[2-3], 因此在近断层地震作用下, 漂浮体系斜拉桥的梁端位移比普通远场地震产生的更大^[4].

传统黏滞阻尼器参数设计需要进行反复的有限元时程分析, 因此快速简便地设计阻尼器参数可以节省大量计算成本和时间. 针对设置线性黏滞阻尼器的建筑结构, 美国联邦应急管理局(FEMA)提供了较为简易的计算公式^[5], 美国地震工程多学科研究中心(MCEER)也提出了建筑结构非线性黏滞阻尼器的设计公式^[6]. 针对高速公路常规桥梁, 基于等效阻尼比概念^[7], Hwang 等^[8]提出梁桥黏滞阻尼器的参数设计公式. 巫生平等^[9]提出采用最小二乘回归分析法建立斜拉桥关键截面参数与黏滞阻尼器阻尼参数之间的数学模型, 以控制截面内力和最小变形为原则, 通过求解拟合方程的极值得到最优阻尼器参数. 王波等^[10]基于斜拉桥的随机地震响应, 利用虚拟激励法计算一系列样本点处结构的地震响应, 根据响应面法拟合结构地震响应关于黏滞阻尼器参数的函数表达式, 最终以黏滞阻尼器的阻尼力最小为目标函数, 阻尼器相对位移及桥塔塔底弯矩

收稿日期: 2017-09-04

基金项目: 国家自然科学基金(51478338)

第一作者: 徐 艳(1976—), 女, 副研究员, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为桥梁抗震. E-mail: yanxu@tongji.edu.cn

小于规定的限值为约束条件,采用非线性规划法计算黏滞阻尼器参数优化值.上述2种方法虽然可以避免单纯依靠经验选取阻尼器参数所带来的不确定性,但是还不够简化.

对漂浮体系斜拉桥的振型分析可以发现,主梁纵漂振型的贡献占绝对优势,这一振型的特点是:桥面在纵向水平方向作稍有反对称弯曲的刚体运动,并带动桥塔纵桥向弯曲振动,桥面的水平振型位移与塔顶水平位移相近^[11].基于漂浮体系斜拉桥受力特点、等效阻尼比概念和 nonlinear 黏滞阻尼器等效线性化方法,本文提出了漂浮体系斜拉桥三质点简化动力模型,建立了三质点简化动力模型的运动微分方程,推导出脉冲激励下三质点简化动力模型动力反应计算公式,得到近断层地震作用下漂浮体系斜拉桥非线性黏滞阻尼器阻尼系数的计算公式,最后通过一座斜拉桥工程实例验证了相关公式的正确性.

1 三质点简化动力模型运动微分方程的建立与求解

漂浮体系斜拉桥的主梁位移由一阶纵飘振型主导,这是斜拉桥全桥模型简化为三质点简化动力模型的前提和依据.在地震作用下,主梁的水平地震力主要通过最外几对拉索传入塔顶,在三质点简化动力模型中将主梁当作平动质点,利用等效模态法^[12],将主塔主梁以上部分及以下部分的分布质量分别等效为集中质量.

主梁质点编号为1,主塔上部等效质点编号为2,主塔下部等效质点编号为3.纵向设置黏滞阻尼器的漂浮体系斜拉桥三质点简化动力模型如图1所示.

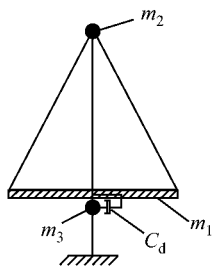


图1 三质点简化动力模型

Fig.1 Three-mass simplified dynamic model

未设置黏滞阻尼器的三质点简化动力模型运动微分方程如下所示:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{p}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{I}\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

或

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{u}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & 0 \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ 0 & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (2)$$

式(1)和(2)中: $\ddot{u}_1, \dot{u}_1, u_1$ 分别为主梁相对地面的加速度、速度、位移时程; $\ddot{u}_2, \dot{u}_2, u_2$ 分别为主塔上部等效质点相对地面的加速度、速度、位移时程; $\ddot{u}_3, \dot{u}_3, u_3$ 为主塔下部等效质点相对地面的加速度、速度、位移时程; m_1, m_2, m_3 分别为主梁质量、主塔上部等效质量以及主塔下部等效质量; $c_{ij} (i, j=1, 2, 3)$ 为阻尼系数; $k_{ij} (i, j=1, 2, 3)$ 为刚度系数; \mathbf{M} 为质量矩阵; \mathbf{C} 为阻尼矩阵; \mathbf{K} 为刚度矩阵.

对单塔斜拉桥而言, m_1 为主梁全部质量;对双塔斜拉桥而言, m_1 为主梁质量的一半.主梁上方主塔分布质量的初步等效质量 m_2^* 和初步等效高度 h_2^* 可以利用等效模态法^[12]得到,同理可得主梁下方主塔分布质量的初步等效质量 m_3^* 和初步等效高度 h_3^* .按照塔底弯矩等效原则,将 m_2^* 和 m_3^* 分别移动至塔顶和主梁高度处,对应得到最终的等效质量 m_2 和 m_3 . k_{11}, k_{12}, k_{21} 为主梁的抗推刚度,主梁及主塔的抗推刚度可由有限元模型得到; $k_{22}, k_{23}, k_{32}, k_{33}$ 可利用位移法由主塔的抗推刚度换算得到.

通过求解特征方程

$$|\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}| = 0, n = 1, 2, 3 \quad (3)$$

可得到三质点简化动力模型的三阶自振频率和相应的振型向量.三阶自振频率计算式如下所示:

$$\omega_1^2 = A - \frac{C}{A} + B \quad (4)$$

$$\omega_2^2 = \frac{C - A^2 + 2AB}{2A} - \frac{\sqrt{3}\left(A + \frac{C}{A}\right)i}{2} \quad (5)$$

$$\omega_3^2 = \frac{C - A^2 + 2AB}{2A} + \frac{\sqrt{3}\left(A + \frac{C}{A}\right)i}{2} \quad (6)$$

其中,

$$A = \left\{ \left[C^3 + \left(E - \frac{F^3}{27m_1^3 m_2^3 m_3^3} + D \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - E - D + \frac{F^3}{27m_1^3 m_2^3 m_3^3} \right\}^{\frac{1}{3}}$$

$$B = \frac{F}{3m_1 m_2 m_3}$$

$$C = \frac{G}{3m_1m_2m_3} - \frac{F^2}{9m_1^2m_2^2m_3^2}$$

$$D = \frac{FG}{6m_1^2m_2^2m_3^2}$$

$$E = \frac{k_{11}k_{23}k_{32} - k_{11}k_{22}k_{33} + k_{12}k_{21}k_{33}}{2m_1m_2m_3}$$

$$F = k_{11}m_2m_3 + k_{22}m_1m_3 + k_{33}m_1m_2$$

$$G = k_{11}k_{22}m_3 - k_{12}k_{21}m_3 + k_{11}k_{33}m_2 + k_{22}k_{33}m_1 - k_{23}k_{32}m_1$$

振型向量如下所示:

$$\boldsymbol{\varphi}_n = \begin{pmatrix} \varphi_{1n} \\ \varphi_{2n} \\ \varphi_{3n} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 \\ \frac{k_{11} - m_1\omega_n^2}{-k_{12}} \\ \left(\frac{k_{11} - m_1\omega_n^2}{-k_{12}} \right) \frac{k_{32}}{k_{33} - m_3\omega_n^2} \end{pmatrix}, n=1,2,3 \quad (7)$$

式中: $\omega_n (n=1,2,3)$ 为三阶自振频率; $\boldsymbol{\varphi}_n (n=1,2,3)$ 为对应的振型向量。

由振型分解法可知, 动位移向量 \mathbf{u}_n 可以按照振型向量分解, 如下所示:

$$\mathbf{u}_n(t) = \boldsymbol{\varphi}_n Y_n(t), n=1,2,3 \quad (8)$$

式中: $Y_n(t)$ 为振型幅值。

质点总位移

$$\mathbf{u}(t) = \boldsymbol{\varphi}_1 Y_1(t) + \boldsymbol{\varphi}_2 Y_2(t) + \boldsymbol{\varphi}_3 Y_3(t) = \sum_{n=1}^3 \boldsymbol{\varphi}_n Y_n(t) \quad (9)$$

式(2)左乘振型向量 $\boldsymbol{\varphi}_m$ 的转置, 当 $m \neq n$ 时, 根据振型正交性可得 $\boldsymbol{\varphi}_m^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_n = 0, \boldsymbol{\varphi}_m^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_n = 0$ 。假定阻尼矩阵 \mathbf{C} 为质量矩阵和刚度矩阵的线性组合, 即瑞利阻尼, 阻尼矩阵 \mathbf{C} 也具有正交性, $\boldsymbol{\varphi}_m^T \mathbf{C} \boldsymbol{\varphi}_n = 0$, 则

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

其中, $M_n = \boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_n, C_n = \boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{C} \boldsymbol{\varphi}_n, K_n = \boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_n$ 以及 $P_n(t) = \boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{p}(t)$ 分别为第 n 阶振型的广义质量、广义

$$Y_n(t) = \begin{cases} [A_n \cos(\omega_n t) + B_n \sin(\omega_n t)] \exp(-\xi_n \omega_n t) + G_n \cos(\omega_p t) + D_n \sin(\omega_p t), & (0, T) \\ \left[u_{T,n} \cos(\omega_n t) + \left(\frac{\dot{u}_{T,n} + u_{T,n} \xi_n \omega_n}{\omega_n} \right) \sin(\omega_n t) \right] \exp(-\xi_n \omega_n t), & (T, +\infty) \end{cases} \quad (14)$$

式中: $u_{T,n}$ 为 T 时刻第 n 阶振型幅值 $Y_n(t)$ 的位移; $\dot{u}_{T,n}$ 为 T 时刻第 n 阶振型幅值 $Y_n(t)$ 的速度。其他参数如下所示:

$$A_n = u_{st,n} \frac{-1 + \beta_n^2}{(1 - \beta_n^2)^2 + (2\xi_n \beta_n)^2}$$

$$B_n = u_{st,n} \frac{-\xi_n(1 + \beta_n^2)}{(1 - \beta_n^2)^2 + (2\xi_n \beta_n)^2}$$

$$G_n = u_{st,n} \frac{1 - \beta_n^2}{(1 - \beta_n^2)^2 + (2\xi_n \beta_n)^2}$$

阻尼、广义刚度和广义动力荷载。方程(10)左右除以广义质量, 则运动方程可改写为

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

式中: ξ_n 为第 n 阶振型广义阻尼比, $\xi_n = C_n / 2\omega_n M_n$ 。

采用振型分解法将耦合的三质点简化动力模型运动微分方程(见式(2))转化成 3 个相互独立、无耦合联系的单质点运动微分方程(见式(11))。

对于普通地震波, 只能利用数值方法求解式(11)。近断层地震动具有长周期、高能量脉冲的特点, 徐艳等^[13]已证实以 Makris 等^[14]提出的 Type-B 速度脉冲模型(见式(12)和式(13))来拟合近断层地震波, 结构的动力反应与实际地震波的误差在工程可接受范围内。为了便于计算, 本文也采用 Type-B 模型作为输入来求解三质点简化动力模型的动力反应。Type-B 模型的速度和加速度时程如图 2 所示, 计算式如下所示:

$$\dot{u}_g(t) = V \sin(\omega_p t), 0 \leq t \leq T \quad (12)$$

$$\ddot{u}_g(t) = \omega_p V \cos(\omega_p t), 0 \leq t \leq T \quad (13)$$

式中: V 为速度脉冲幅值; T 为速度脉冲周期; ω_p 为脉冲频率; t 为时间。

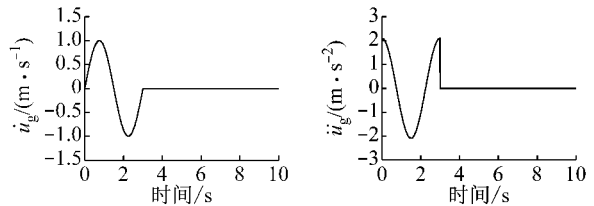


图 2 近断层地震动速度和加速度脉冲模拟

Fig. 2 Velocity and acceleration pulse simulation of near-fault ground motion

当三质点简化动力模型输入式(13)脉冲型地震动, 求解式(11)得到第 n 阶振型幅值 $Y_n(t)$ 的位移表达式, 如下所示:

$$D_n = u_{st,n} \frac{2\xi_n \beta_n}{(1 - \beta_n^2)^2 + (2\xi_n \beta_n)^2}$$

式中: $u_{st,n} = \frac{\boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{M} \mathbf{I} V \beta_n}{M_n \omega_n}$, 其中 $\beta_n = \omega_p / \omega_n$ 为荷载频率

与结构固有频率之比。在简化脉冲模型(见式(13))的激励下, 三质点简化动力模型各质点位移反应总表达式如下所示:

$$\mathbf{u}(t) = \begin{pmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \\ u_3(t) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \varphi_{11} & \varphi_{12} & \varphi_{13} \\ \varphi_{21} & \varphi_{22} & \varphi_{23} \\ \varphi_{31} & \varphi_{32} & \varphi_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Y_1(t) \\ Y_2(t) \\ Y_3(t) \end{pmatrix} \quad (15)$$

主梁位移如下所示:

$$u_1(t) = \varphi_{11}Y_1(t) + \varphi_{12}Y_2(t) + \varphi_{13}Y_3(t) \quad (16)$$

塔梁相对位移如下所示:

$$\Delta u(t) = \sum_{n=1}^3 (\varphi_{1n} - \varphi_{3n})Y_n(t) \quad (17)$$

2 线性黏滞阻尼器参数的简化计算

FEMA^[5]提供了较为实用和方便的公式来计算建筑结构中附加阻尼器所提供的附加阻尼比,如下所示:

$$\xi_e = \xi_0 + \xi_d \quad (18)$$

式中: ξ_e 为结构等效阻尼比; ξ_0 为结构阻尼比; ξ_d 为附加阻尼器提供的附加阻尼比。

值得注意的是,式(18)中体现的将附加阻尼器提供的附加阻尼比从结构阻尼比中分离出来的思想大大简化了阻尼器参数的计算,然而斜拉桥比常规建筑结构复杂得多,用式(18)来实现斜拉桥的阻尼器参数设计是不切实际的.利用 Hwang 等^[7-8]提出的“等效阻尼比”概念,可以推导出附加阻尼器阻尼系数的设计公式。

$$C = \begin{pmatrix} \frac{2\xi(k_{11} + m_1\omega_1\omega_2)}{\omega_1 + \omega_2} & \frac{2\xi k_{12}}{\omega_1 + \omega_2} & 0 \\ \frac{2\xi k_{21}}{\omega_1 + \omega_2} & \frac{2\xi(k_{22} + m_2\omega_1\omega_2)}{\omega_1 + \omega_2} & \frac{2\xi k_{23}}{\omega_1 + \omega_2} \\ 0 & \frac{2\xi k_{32}}{\omega_1 + \omega_2} & \frac{2\xi(k_{33} + m_3\omega_1\omega_2)}{\omega_1 + \omega_2} \end{pmatrix} \quad (22)$$

基于阻尼矩阵 C ,设置线性黏滞阻尼器三质点简化动力模型的阻尼矩阵 C_L ,如下所示:

$$C_L = C + \begin{pmatrix} c_{dl} & 0 & -c_{dl} \\ 0 & 0 & 0 \\ -c_{dl} & 0 & c_{dl} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{2\xi(k_{11} + m_1\omega_1\omega_2)}{\omega_1 + \omega_2} + c_{dl} & \frac{2\xi k_{12}}{\omega_1 + \omega_2} & -c_{dl} \\ \frac{2\xi k_{21}}{\omega_1 + \omega_2} & \frac{2\xi(k_{22} + m_2\omega_1\omega_2)}{\omega_1 + \omega_2} & \frac{2\xi k_{23}}{\omega_1 + \omega_2} \\ -c_{dl} & \frac{2\xi k_{32}}{\omega_1 + \omega_2} & \frac{2\xi(k_{33} + m_3\omega_1\omega_2)}{\omega_1 + \omega_2} + c_{dl} \end{pmatrix} \quad (23)$$

式中: c_{dl} 为线性黏滞阻尼器的阻尼系数。

令第一阶振型向量表示如下:

$$\varphi_1 = \begin{pmatrix} 1 \\ \varphi_{21} \\ \varphi_{31} \end{pmatrix} \quad (24)$$

$$C_1 = (1 - \varphi_{31})^2 c_{dl} + 2\xi \frac{k_{11} + k_{33}\varphi_{31}^2 + \varphi_{21}(2k_{21} + 2k_{32}\varphi_{31} + k_{22}\varphi_{21}) + (m_1 + m_2\varphi_{21}^2 + m_3\varphi_{31}^2)\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (26)$$

第一阶模态阻尼比可以表示为

$$\xi_1 = \frac{C_1}{2M_1\omega_1} =$$

前文已提到未设置黏滞阻尼器的三质点简化动力模型的阻尼矩阵 C 是瑞利阻尼,该阻尼矩阵 C 可表示为

$$C = aM + bK \quad (19)$$

系数 a 和 b 的表达式如下所示:

$$\begin{cases} a = \frac{2\omega_1\omega_2(\xi_1\omega_2 - \xi_2\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \\ b = \frac{2(\xi_2\omega_2 - \xi_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \end{cases} \quad (20)$$

式中: ω_1, ω_2 为前两阶自振频率; ξ_1, ξ_2 为前两阶模态阻尼比。

对于一般结构可以假设各个振型的阻尼比是相等的,即 $\xi_1 = \xi_2 = \xi$,则式(20)可以简化为

$$\begin{cases} a = \frac{2\omega_1\omega_2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \\ b = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \end{cases} \quad (21)$$

将式(21)代入式(19)可以得到没有安装黏滞阻尼器的三质点简化动力模型阻尼矩阵 C 的具体表达式,如下所示:

于是第一阶广义质量和广义阻尼可以表示为

$$M_1 = m_1 + m_2\varphi_{21}^2 + m_3\varphi_{31}^2 \quad (25)$$

$$\frac{(\omega_1 + \omega_2)(1 - \varphi_{31})^2 c_{d1} + 2\xi[k_{11} + k_{33}\varphi_{31}^2 + \varphi_{21}(2k_{21} + 2k_{32}\varphi_{31} + k_{22}\varphi_{21}) + (m_1 + m_2\varphi_{21}^2 + m_3\varphi_{31}^2)\omega_1\omega_2]}{2(\omega_1 + \omega_2)(m_1 + m_2\varphi_{21}^2 + m_3\varphi_{31}^2)} \quad (27)$$

如果将第一阶模态阻尼比取为定值,调整第二阶和第三阶模态阻尼比的不同取值,然后利用三质点简化动力模型计算地震响应,发现第二阶和第三阶模态阻尼比对漂浮体系斜拉桥的地震响应影响可

$c_{d1} =$

$$\frac{2\xi_e(\omega_1 + \omega_2)(m_1 + m_2\varphi_{21}^2 + m_3\varphi_{31}^2) - 2\xi[k_{11} + k_{33}\varphi_{31}^2 + \varphi_{21}(2k_{21} + 2k_{32}\varphi_{31} + k_{22}\varphi_{21}) + (m_1 + m_2\varphi_{21}^2 + m_3\varphi_{31}^2)\omega_1\omega_2]}{(\omega_1 + \omega_2)(1 - \varphi_{31})^2} \quad (28)$$

线性黏滞阻尼器参数的简化计算过程可以概述如下:首先,将漂浮体系斜拉桥简化为三质点简化动力模型,利用 Type-B 模型拟合近断层地震波,采用式(4)~(7)和式(17)计算出各阶自振频率、振型向量和塔梁最大位移;然后,基于等效阻尼比概念,利用式(28)和前述已计算得到的参数可以得到与目标等效阻尼比对应的线性黏滞阻尼器阻尼系数 c_{d1} .

3 非线性黏滞阻尼器参数的简化计算

当漂浮体系斜拉桥设置非线性黏滞阻尼器时,三质点简化动力模型运动方程将无法得到解析解.然而,利用能量消耗等效原理^[5],可以得到非线性黏滞阻尼器和线性黏滞阻尼器的等效关系,从而利用式(28)换算得到非线性黏滞阻尼器阻尼系数的计算式.能量消耗等效原理指的是在同一个正弦位移波 $u = u_0 \sin(\omega t)$ 作用下,线性和非线性黏滞阻尼器在一个振动周期内消耗的能量相等.

线性与非线性阻尼器的力与速度关系可以统一表达为

$$f_D = c \operatorname{sgn}(\dot{u}) |\dot{u}|^\alpha \quad (29)$$

式中: c 为阻尼系数; sgn 为符号函数; \dot{u} 为阻尼器推力杆端相对于油缸的运动速度; α 为速度指数,地震工程中的取值范围为 $0.1 \sim 1.0$,当 $\alpha = 1$ 时为线性黏滞阻尼器,否则为非线性黏滞阻尼器.

令一个周期内 2 种阻尼器耗散的能量相等,于是可以得到如下关系式:

$$c_d = \frac{c_{d1} \pi}{u_0^{\alpha-1} \omega^{\alpha-1}} \frac{\Gamma(\alpha+2)}{2^{\alpha+2} \Gamma^2(\alpha/2+1)} = \frac{c_{d1} \pi}{u_0^{\alpha-1} \omega^{\alpha-1}} \lambda \quad (30)$$

$$\lambda = \frac{\Gamma(\alpha+2)}{2^{\alpha+2} \Gamma^2(\alpha/2+1)}$$

式中: c_d 为非线性黏滞阻尼系数; ω 为正弦波的自振频率,与结构自振频率相等; u_0 为黏滞阻尼器的最大位移,即塔梁相对位移,可由式(17)得到; Γ 为伽马

函数.以忽略,所以将等效阻尼比近似看作第一阶模态阻尼比,即 $\xi_e = \xi_1$. 于是,与目标等效阻尼比对应的线性阻尼器的阻尼系数 c_{d1} 可由下式得到:

函数.

非线性黏滞阻尼器参数的简化计算过程可以概述如下:第一步,按照第 2 节的思路计算得到与目标等效阻尼比对应的线性黏滞阻尼器阻尼系数 c_{d1} ;第二步,基于能量消耗等效原理,利用式(30)和线性阻尼器阻尼系数 c_{d1} ,换算得到与目标等效阻尼比对应的非线性黏滞阻尼器阻尼系数 c_d .

4 实例验证

为验证简化计算公式的正确性,以一实际漂浮体系双塔斜拉桥为研究背景.主跨跨径为 380 m,两侧边跨各设 1 个辅助墩,跨径分别为 110、50 m;主梁为钢混叠合箱梁,桥塔为总高 140 m 的 A 型混凝土索塔;为简便起见,桥塔、墩底均与地基固结.有限元模型如图 3 所示.

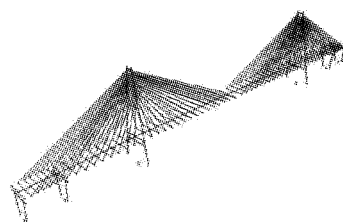


图 3 某斜拉桥有限元模型

Fig. 3 Finite element model of a cable-stayed bridge

4 种模型在相同速度脉冲型地震动作用下的塔梁相对位移时程如表 1 所示.

三质点简化动力模型的主要参数如下所示:主梁质量 $m_1 = 22\ 358$ t,主塔上部等效质量 $m_2 = 8\ 155$ t,主塔下部等效质量 $m_3 = 3\ 309$ t;刚度系数 $k_{11} = 43\ 478$ kN · m⁻¹, $k_{12} = k_{21} = -43\ 478$ kN · m⁻¹, $k_{22} = 34\ 933$ kN · m⁻¹, $k_{23} = k_{32} = -174\ 189$ kN · m⁻¹, $k_{33} = 1\ 709\ 252$ kN · m⁻¹. 设定 4 种模型结构阻尼比都为 3%,当目标等效阻尼比分别取 3%、

表 1 4 种分析模型

Tab.1 Four analysis models

模型 1	模型 2	模型 3	模型 4
全桥有限元模型	全桥有限元模型	全桥有限元模型	三质点简化动力模型
非线性阻尼器	线性阻尼器	等效阻尼比	等效阻尼比

10%、20%、30%，速度指数取 0.4 时，模型 1 中非线性黏滞阻尼器阻尼系数和模型 2 中线性阻尼器阻尼系数如表 2 所示。表 2 中，目标等效阻尼比 E 为 3% 即相当于未设置附加黏滞阻尼器的情况。通过非线性时程分析、线性时程分析和数值计算得到不同等

效阻尼比时 4 个模型的塔梁相对位移时程曲线，如图 4 所示。

表 2 线性与非线性黏滞阻尼器阻尼系数

Tab.2 Damping coefficients of linear and nonlinear viscous dampers

$E/\%$	$c_{dl}/(\text{kN} \cdot (\text{s} \cdot \text{m}^{-1}))$	$c_d/(\text{kN} \cdot (\text{s} \cdot \text{m}^{-1})^{0.4})$
3	0	0
10	3 025	3 041
20	7 346	6 727
30	11 668	9 790

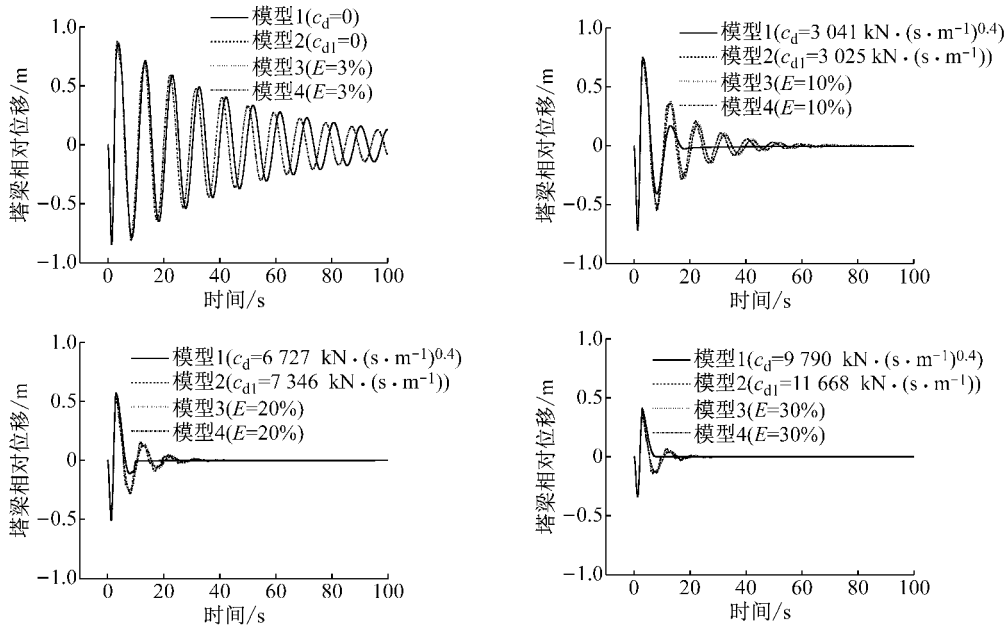


图 4 塔梁相对位移时程

Fig.4 Relative displacement time histories

由图 4 可见，模型 3 和模型 4 的塔梁相对位移时程曲线几乎保持一致，表明漂浮体系斜拉桥简化为三质点简化动力模型是合理的，而且本文给出的动力反应计算式(17)具有很好的精确性；模型 2 和模型 3 的塔梁相对位移时程曲线同样也相当契合，说明等效阻尼比的处理方法是合适的，即证实了式(28)的正确性。模型 1 和模型 2 的相对位移时程十分接近，表明基于能量消耗等效原理的非线性阻尼器等效线性化方法是可行的，即利用式(30)可以换算出对应目标等效阻尼比的非线性黏滞阻尼器阻尼系数。

5 结论

(1) 三质点简化动力模型符合漂浮体系斜拉桥的纵桥向受力特点，在初步设计阶段可以替代全桥进行纵桥向动力特性和动力反应计算。

(2) 本文提出的黏滞阻尼器阻尼系数简化计算

公式可避免斜拉桥初步设计阶段为选定阻尼器参数而进行的大量有限元计算，适用于以速度脉冲为主导的近断层地震作用下漂浮体系斜拉桥黏滞阻尼器参数简化计算。

参考文献:

[1] 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.
 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.

[2] CHIOCCARELLI E, IERVOLINO I. Near-source seismic hazard and design scenarios[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2013, 42(4): 603.

[3] CHAMPION C, LIEL A. The effect of near-fault directivity on building seismic collapse risk[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012, 41(10): 1391.