

邹德强,刘 雄,胡 睿,等. 基于纵向双自由度模型的斜拉桥非线性阻尼器参数及纵向地震响应的简化设计[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2025,45(6):31-41.

ZOU De-qiang, LIU Xiong, HU Rui, et al. Simplified design of nonlinear damper parameters and longitudinal seismic response cable-stayed bridge based on longitudinal double-degree-of-freedom model[J]. Journal of Chang'an University (Natural Science Edition), 2025, 45(6): 31-41.

DOI:10.19721/j.cnki.1671-8879.2025.06.003

基于纵向双自由度模型的斜拉桥非线性阻尼器 参数及纵向地震响应的简化设计

邹德强^{1,2},刘 雄²,胡 睿^{1,3},李立峰¹

(1. 湖南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410082; 2. 中国建筑第五工程局有限公司,湖南 长沙 410004;
3. 湖南省交通规划勘察设计院有限公司,湖南 长沙 410219)

摘 要:针对在传统斜拉桥抗震设计中,通常基于精细化有限元动力分析模型开展非线性时程分析,以获得结构地震需求结果,进而优化阻尼器参数,为简化初步设计过程,提出一种单塔或对称双塔斜拉桥简化纵向双自由度模型(DDFM)建立方法。在此基础上,采用解析和能量方法推导与质量及刚度相关的参数和结构纵向固有频率的分析方程,并提出黏滞阻尼器的等效线性化模型。此外,推导带有非线性黏滞阻尼器的大跨度斜拉桥的纵向地震响应分析方程。最后,通过与实桥有限元分析结果的横向对比,进一步验证所建立的简化纵向 DDFM 的有效性和适用性。研究结果表明:对于基本周期和水平抗推刚度,简化纵向 DDFM 计算得到的结果和有限元模拟结果的差异分别为 2.05% 和 1.5%;当黏滞阻尼器等效阻尼比为 0.1~0.8 时,简化纵向 DDFM 计算得到的关键构件纵向地震需求结果与有限元模拟结果误差小于 20%。研究结果可为设计单位提供有效参考,以制定简化的初步设计方案,快速得到大跨度斜拉桥动力特性和纵向地震响应、确定合理非线性阻尼器参数。

关键词:桥梁工程;阻尼器参数;简化设计;大跨斜拉桥;地震响应

中图分类号:U441.3 **文献标志码:**A **文章编号:**1671-8879(2025)06-0031-11

Simplified design of nonlinear damper parameters and longitudinal seismic response cable-stayed bridge based on longitudinal double-degree-of-freedom model

ZOU De-qiang^{1,2}, LIU Xiong², HU Rui^{1,3}, LI Li-feng¹

(1. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, Hunan, China; 2. China Construction Fifth Engineering Bureau Co., Ltd., Changsha 410004, Hunan, China; 3. Hunan Provincial Communications Planning, Survey & Design Institute Co., Ltd., Changsha 410219, Hunan, China)

Abstract: In traditional seismic design of cable-stayed bridges, nonlinear time history analysis was

收稿日期:2025-05-07

基金项目:国家自然科学基金项目(51978257,52278176);中建五局科技研发计划资助项目(cscec5b-2020-17)

作者简介:邹德强(1976-),男,湖南邵阳人,中国建筑第五工程局有限公司工程师,E-mail:tzdxq0222@163.com。

通信作者:李立峰(1971-),男,湖南沅江人,教授,博士研究生导师,工学博士,E-mail:lilifeng@hnu.edu.cn。

typically conducted based on refined finite element dynamic models to obtain structural seismic demands, which were used to optimize damper parameters. To streamline the preliminary design process, a simplified double degree of freedom model (DDFM) was proposed for single-pylon or symmetrically double-pylon cable-stayed bridges. Analytical and energy methods were employed to obtain the fundamental period and the parameters related to mass and stiffness. An equivalent linearization model for viscous dampers was also developed. In addition, the analytical equations for the longitudinal seismic response of long-span cable-stayed bridges equipped with nonlinear viscous dampers were derived. The validity and applicability of the simplified DDFM were verified through comparative analysis with finite element results from an actual bridge. Comparative study results that the results differences between the simplified DDFM and the finite element simulations are only 2.05% for the fundamental period and 1.5% for the lateral stiffness, respectively. When the equivalent damping ratio of the viscous damper ranges from 0.1 to 0.8, the errors in the longitudinal seismic demands of key components calculated by the simplified DDFM remain below 20% compared to the finite element results. This study results valuable references for design institutes to develop simplified preliminary design schemes, rapidly assess the dynamic characteristics and longitudinal seismic responses of long-span cable-stayed bridges, and determine reasonable nonlinear parameters for viscous dampers. 2 tabs, 9 figs, 23 refs.

Key words: bridge engineering; damper parameters; simplification; long-span cable-stayed bridge; seismic response

0 引言

斜拉桥因跨越能力强、美观、施工方便等诸多优势而广泛应用于大跨桥梁建设当中。然而,历次震害资料显示,尽管大跨度斜拉桥因其结构柔、阻尼低的特点而部分消耗了地震输入能量,但根据其结构体系的不同,斜拉桥在强震激励下可能会产生较大的纵向梁端位移需求(漂浮或半漂浮体系)或较大的塔底弯矩、剪力需求(固结体系),进而导致结构局部或整体损伤。因此,通常会在斜拉桥纵向设置阻尼器而形成纵向抗震体系,以提供足够的刚度和能量耗能能力,以降低结构地震响应^[1-4],其中,黏滞阻尼器作为一种有效的被动控制装置,应用最为广泛。

为了形成合理的纵向抗震体系,优化确定合适黏滞阻尼器的参数至关重要,包括阻尼系数 C 和速度指数 α 。另一方面,优化非线性黏滞阻尼器参数需结合桥梁抗震性能要求,以控制关键构件的地震响应为目标,遴选最优参数。在传统非线性黏滞阻尼器参数优化设计中,通常基于不同参数选取工况,建立精细化有限元动力分析模型并进行大量且重复非线性动力时程分析以获得结构地震响应结果,实现控制和优化,然而,在斜拉桥初步设计当中效率低且不经济。为此,过往研究

提出了一些简化模型或设计方法,用于计算结构纵向地震响应,如单质点模型、双质点模型和三质点模型等。单质点模型将主梁和桥塔质量简化为集中于塔身的单质点进行动力分析^[5],因此质点在塔身的合理堆聚位置和在地震作用下的响应计算方法是研究重点^[6-7]。然而,将桥塔被认为是一个集中质量,忽略了主梁和斜拉索对桥刚度和阻尼系数的贡献,降低了对桥梁动力特性和纵向地震响应预测的精度。双质点模型将主梁和桥塔等效为 2 个质点,考虑了主梁和斜拉索对桥刚度和阻尼系数的贡献,其中,袁万城等^[8]推导了主梁等效摆动刚度的计算方法;杨怀宇等^[9]提出了拉索等效刚度的计算方法;张文学等^[10-12]基于双质点模型,提出了漂浮与固定铰接体系斜拉桥纵向 1 阶自振周期的计算方法。当下塔柱较矮时,双质点模型适用性较好,但随着塔柱高度增加,下塔柱质量难以向塔顶等效,导致计算精度降低,为此,徐艳等^[13]提出了三质点模型,该模型精确模拟了塔-梁连接处的相对运动特性,提高了计算精度。

为高效遴选最优阻尼器参数,并快速获得结构地震需求结果,通常将阻尼器控制主梁位移的作用视为纵向位移模态的等效阻尼比,并以第 1 阶模态阻尼比简化为结构等效阻尼比,计算阻尼器参数。Seleeman 等^[14-15]建议采用解析法来计算

黏滞阻尼器的阻尼系数。Hwang等^[16]基于双质点模型,利用特征值分析方法推导出了梁式桥黏滞阻尼器的解析方程。Li等^[17]将该参数设计公式应用于飘浮体系斜拉桥,并通过振动台试验验证了其可行性。徐艳等^[18-19]基于三质点模型提出了速度脉冲型地震激励下的阻尼器参数的简化计算方法。然而,以往的简化分析模型在构建动力运动方程时的相关关键参数(质量和刚度相关参数、阻尼系数)主要根据设计者经验确定,具有很强的主观性。同时,现有简化计算方法的合理性和准确性有待进一步评估。因此,提出一种简化初步设计方案,供设计单位用于快速获得大跨斜拉桥动力特性、纵桥向地震响应和确定合理的非线性黏滞阻尼器参数,具有重要意义。

基于此,本文针对漂浮或半漂浮体系的单塔或对称双塔斜拉桥,根据等效模态法将桥塔和主梁视为独立等效集中质量,建立纵向双自由度模型(Double Degree of Freedom Model, DDFM),并考虑桥塔、主梁和斜拉索对桥梁刚度和阻尼系数的贡献,建立运动方程;随后,利用解析法和能量法详细推导质量和刚度相关的参数,并建立桥梁的纵向自振频率和模态振型公式;建立非线性黏滞阻尼器参数与等效阻尼比之间的关系;在此基础上,推导任意非周期性地震激励下结构纵向地震响应的计算公式。最后,通过对依托工程实桥有限元分析结果的对比分析,验证简化计算框架

在确定大跨斜拉桥非线性黏滞阻尼器参数和纵向地震响应方面的有效性。本文提出方法避免了复杂的建模和非线性时程分析过程,可为设计单位提供有效参考,以制定简化的初步设计方案,快速得到大跨度斜拉桥动力特性和纵向地震响应、确定合理非线性阻尼器参数。

1 大跨径斜拉桥简化分析模型

漂浮或半漂浮体系的单塔或对称双塔斜拉桥在纵桥向地震激励作用下呈双自由度特性,其地震需求主要由1阶振型主导,这为将全桥简化为纵向DDFM奠定了基础,如图1所示。图1中: l_1 和 l_2 分别为两侧桥跨长度; H_0 为实际高度; H 为简化的纵向DDFM中桥塔的等效高度($H < H_0$);根据等效模态法,主梁可当作纵向运动等效质量(m_b),桥塔可当作纵向运动等效质量(m_t); k_t 、 k_b 分别为桥塔、主梁质点的等效水平抗推刚度。

1.1 简化纵向双自由度模型的建立

图1(c)可以看出,对于对称双塔斜拉桥,简化纵向DDFM所需步骤如下:

(1)忽略过渡墩的纵向水平约束刚度和摩擦力,在中间增加1个过渡墩,将图1(a)所示的全桥模型简化为图1(b)所示的半桥模型;

(2)将所有斜拉索等效为1对等效斜拉索,将主梁和桥塔当作独立的等效质量块,将半桥模型转换为图1(c)所示的简化纵向DDFM。

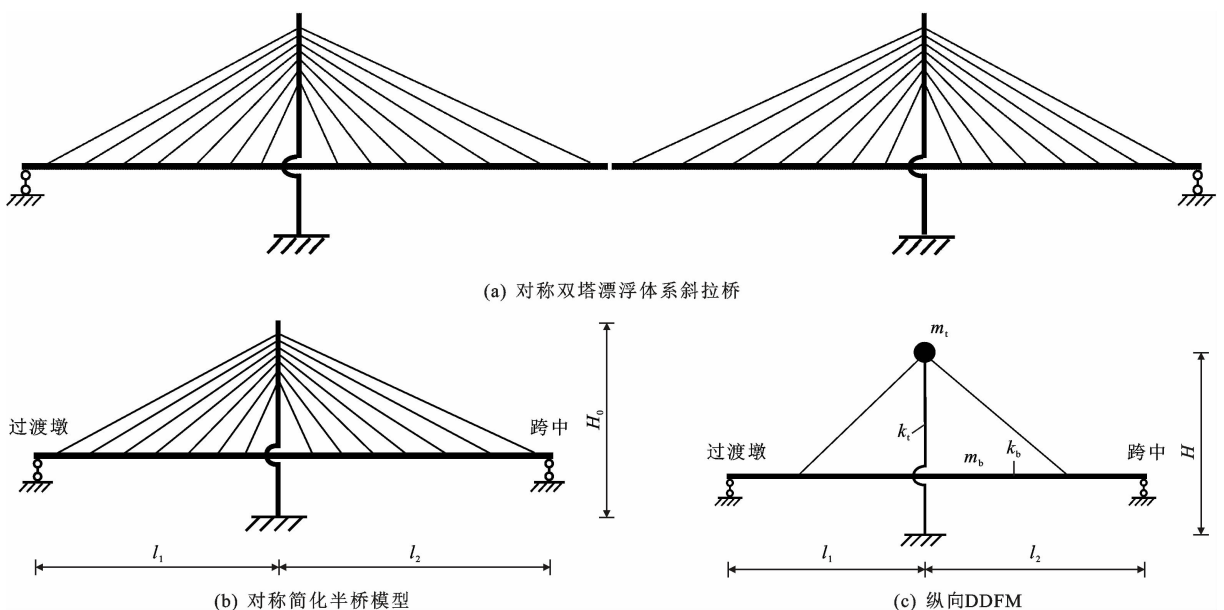


图1 对称双塔斜拉桥简化分析模型的建立

Fig. 1 Simplified analysis model establishment of symmetrical double-pylon cable-stayed bridge

1.2 参数计算

1.2.1 主梁水平抗推刚度

为简化 k_b 的计算,有以下基本假定:①桥塔无限刚性;②忽略拉索垂度效应和其相对主塔与主梁的相对滑移;③主梁上所有拉索锚固点的纵向位移相等;④在纵向地震激励下,所有拉索的索力减小量明显小于所有拉索的初始拉力;⑤当主梁发生单位纵向位移时,桥塔的竖向位移为 0。

因此, k_b 计算过程为主梁发生单位纵向位移时,所有斜拉索沿纵桥向的索力变化量之和。对于对称双塔斜拉桥,其半桥模型在主梁发生单位纵向位移时的变形如图 2 所示。图 2 中: Δ 为主梁沿纵桥向发生的单位位移,取为 1; F 为所需要的外力。

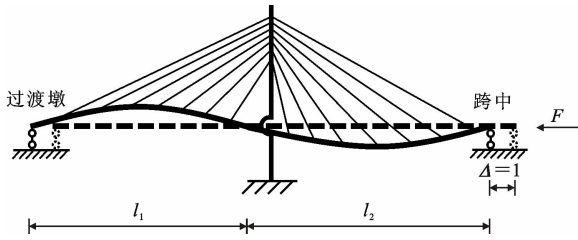


图 2 半桥模型的变形示意

Fig. 2 Schematic diagram of half-bridge model deformation

根据能量守恒定律

$$W_F = W_{bb} + W_c \quad (1)$$

式中: W_F 、 W_{bb} 和 W_c 分别为外力功、主梁竖曲变形能和拉索总变形能。

(1) W_{bb} 计算

假定主梁竖向位移服从正弦函数分布,取桥跨 l_1 竖向位移最大值为 V_f ,则桥跨 l_2 最大值为 $(l_2/l_1) \cdot V_f$ 。以塔梁结合位置为坐标原点,则主梁位移函数 $V_1(x)$ 、 $V_2(x)$ 分别为

$$\begin{cases} V_1(x) = -V_f \sin\left(\frac{\pi}{l_1}x\right) & x \in [-l_1, 0) \\ V_2(x) = -\frac{l_2}{l_1}V_f \sin\left(\frac{\pi}{l_2}x\right) & x \in [0, l_2] \end{cases} \quad (2)$$

W_{bb} 可以通过式(3)确定,其中 E_b 为主梁弹性模量; I_b 为主梁抗弯惯性矩,即

$$\begin{aligned} W_{bb} &= \frac{1}{2} \int_L E_b I_b (V_1'(x))^2 dx + \\ &\frac{1}{2} \int_L E_b I_b (V_2'(x))^2 dx = \\ &\frac{\pi^4 E_b I_b V_f (l_1 + l_2)}{4l_1^3 l_2} \end{aligned} \quad (3)$$

(2) W_c 的计算

当主梁发生单位纵向位移时,所有斜拉索的总变形能的计算公式可表示为

$$W_c = \frac{E_c}{2} \sum_{i=1}^N A_i \frac{\Delta l_i^2}{l_i} \quad (4)$$

式中: E_c 为斜拉索弹性模量; A_i 和 Δl_i 分别为第 i 根斜拉索面积和变形量; l_i 为第 i 根斜拉索的原长。

(3) W_F 的计算

当主梁沿纵桥向缓慢发生单位位移时,外力功计算如下

$$W_F = \frac{1}{2} F \Delta \quad (5)$$

由主梁受力平衡可得

$$F = \sum_{i=1}^N E_c A_i \frac{\Delta l_i}{l_i} \cos(\theta_i) \quad (6)$$

式中: θ_i 为第 i 根斜拉索的沿纵桥向的投影角, $\Delta l_i \cos(\theta_i) > 0$ 。

联立式(1)~(6)可计算出主梁的水平抗推刚度 k_b 为

$$k_b = \frac{F}{\Delta} = \frac{E_c}{\Delta} \sum_{i=1}^N A_i \frac{\Delta l_i}{l_i} \cos(\theta_i) \quad (7)$$

值得说明的是,当斜拉桥设有辅助墩时,将桥跨 l_1 部分作为辅助墩到桥塔之间的距离,即不考虑过渡墩与辅助墩间的主梁变形,因此,上述 k_b 的推导适用于漂浮和半飘浮体系斜拉桥。

1.2.2 桥塔等效质量

根据文献[20]中提出的等效模态法,桥塔等效质量 m_t 可表示为

$$m_t = \frac{\int_0^{H_0} x m(x_1) dx_1}{H} \quad (8)$$

式中: m_t 为桥塔等效质量; x_1 为到塔顶的距离; $m(x_1)$ 为对应桥塔微段 dx_1 的质量。

1.2.3 桥塔等效高度

桥塔等效高度 H 可根据主梁沿纵桥向发生单位位移时斜拉索索力变化量的合力矩确定,如式(9)所示。在确定了桥塔等效高度后,通过式(8)可以得到桥塔的等效质量 m_t 。式(9)可表示为

$$\sum_{i=1}^N (H - h_i) E_c A_i \frac{\Delta l_i}{l_i} \cos(\theta_i) = 0 \quad (9)$$

1.2.4 桥塔水平抗推刚度

桥塔水平抗推刚度计算如图 3 所示,当在桥塔顶部施加 1 个单位力时,利用力法原理确定每个塔段的水平位移为 Δ_N 。因此,桥塔的水平抗推刚度可以表示为

$$k_t = \frac{1}{\Delta_N} = \frac{3E_t}{\sum_{i=1}^n (h_i^3/I_i) - \sum_{i=1}^{n-1} (h_i^3/I_{i+1})} \quad (10)$$

式中: E_t 为桥塔弹性模量; h_i 为第 i 个塔段的高度;

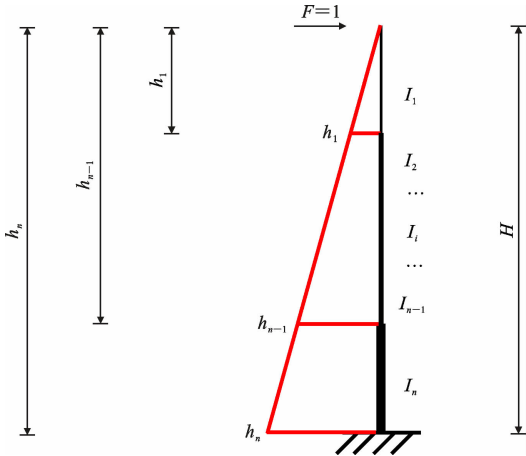


图 3 桥塔水平抗推刚度计算

Fig. 3 Calculation of longitudinal stiffness of tower

I_i 为第 i 个塔段截面抗弯惯性矩。

1.3 一阶纵飘频率的确定

在纵向水平地震作用下,梁端位移由纵向 1 阶模态控制,简化的纵向 DDFM 的无阻尼 1 阶纵飘频率和模态形状可以通过下式确定,即

$$(\mathbf{K} - \omega_1^2 \mathbf{M}) \boldsymbol{\varphi}_1 = 0 \quad (11)$$

式中: $\boldsymbol{\varphi}_1 = (\varphi_{11}, \varphi_{12})^T$, 为 1 阶振型向量; ω_1 为简化纵向 DDFM 的 1 阶固有频率; \mathbf{K} 、 \mathbf{M} 分别为刚度和质量矩阵,其中 $\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_b & -k_b \\ -k_b & k_b + k_t \end{bmatrix}$, $\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_b & 0 \\ 0 & m_t \end{bmatrix}$ 。

定义以下参数: $\omega_b^2 = \frac{k_b}{m_b}$ 、 $\gamma = \frac{m_t}{m_b + m_t}$ 、 $R_s = \frac{k_b}{k_t}$ 、

$\alpha_1 = \frac{\omega_1^2}{\omega_b^2}$, 求解式(11)可得到结构基频频率为

$$\omega_1^2 = \frac{1-\gamma}{R_s} \{ [1 + R_s / (1-\gamma)] - \sqrt{[1 + R_s / (1-\gamma)]^2 - 4\gamma R_s / (1-\gamma)} \} \cdot \omega_b^2 (2\gamma)^{-1} \quad (12)$$

2 非线性黏滞阻尼器参数的计算

2.1 考虑阻尼的简化模型建立

当考虑阻尼效应时,简化模型如图 4 所示,图中: c_{equi} 为等效线性阻尼系数; c_b 为主梁阻尼系数; c_t 为桥塔的阻尼系数。

2.2 简化模型运动方程的建立

基于达朗贝尔原理,当黏滞阻尼器被应用到等效线性分析模型,如图 4 所示。建立考虑等效线性阻尼的简化纵向 DDFM 运动方程,即

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{I}\ddot{u}_g \quad (13)$$

式中: \mathbf{C} 为系统的阻尼矩阵, $\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_b + c_{dqui} & -c_b \\ -c_b & c_b + c_t \end{bmatrix}$;

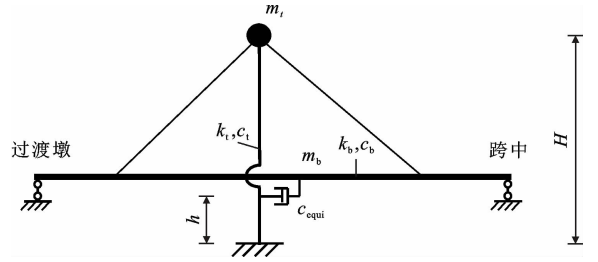


图 4 考虑阻尼效应的纵向双自由度简化模型

Fig. 4 Simplified DDFM considering damping effect

$\ddot{\mathbf{u}} = (\ddot{u}_b, \ddot{u}_t)^T$ 、 $\dot{\mathbf{u}} = (\dot{u}_b, \dot{u}_t)^T$ 、 $\mathbf{u} = (u_b, u_t)^T$, 分别为加速度、速度、位移时程向量; u_b 、 u_t 分别为简化纵向 DDFM 中梁端和桥塔等效质点的位移; \ddot{u}_g 为地面加速度时程; \mathbf{I} 为单位列向量。

由振型叠加法,第 1 阶振型分量的位移向量 $\mathbf{u}_s(t)$ 可由振型向量 $\boldsymbol{\varphi}_s$ 乘以振型坐标 $Y_s(t)$ 得到

$$\mathbf{u}_s(t) = \boldsymbol{\varphi}_s Y_s(t) \quad s=1, 2 \quad (14)$$

在模态坐标下,系统的质量矩阵、刚度矩阵和阻尼矩阵是对角化的,即当 $m \neq s (m=1, 2)$ 时,这表明 $\boldsymbol{\varphi}_m \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_s$ 、 $\boldsymbol{\varphi}_m \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_s$ 和 $\boldsymbol{\varphi}_m \mathbf{C} \boldsymbol{\varphi}_s$ 的对角元素可以忽略。由此,在外界激励下,该简化模型的 1 阶运动方程为

$$M_1 \ddot{Y}_1(t) + C_1 \dot{Y}_1(t) + K_1 Y_1(t) = P_1(t) \quad (15)$$

$$M_1 = \boldsymbol{\varphi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_1 = m_b + (1 - \alpha_1)^2 m_t \quad (16)$$

$$K_1 = \boldsymbol{\varphi}_1^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_1 = \alpha_1^2 k_b + k_t (\alpha_1 - 1)^2 \quad (17)$$

$$C_1 = \boldsymbol{\varphi}_1^T \mathbf{C} \boldsymbol{\varphi}_1 = c_{equi} + \alpha_1^2 c_b + (1 - \alpha_1)^2 c_t \quad (18)$$

式中: M_1 、 Y_1 、 K_1 、 C_1 、 P_1 分别为第 1 阶振型的模态质量、刚度、质量、阻尼、动荷载; P_0 为广义动荷载峰值, $P_0 = -[m_b + (1 - \alpha_1)m_t]A_p$ 。

2.3 阻尼器参数的简化计算

如前文所述,将大跨斜拉桥的第 1 阶模态阻尼比简化为结构的等效阻尼比(由主梁和桥塔本身的结构阻尼比、阻尼器提供的等效阻尼比组成)。已知 $c_{equi} = 2m_b \omega_b \xi_d$ 、 $c_t = 2(m_b + m_t)\omega_1 \xi_t$ 、 $c_b = 2m_b \omega_b \xi_b$, 将式(12)、(16)、(18)代入 $\xi_1 = C_1 / 2M_1 \omega_1$ 中,得到第 1 阶模态阻尼比 ξ_1 的表达式为

$$\xi_1 = [\xi_d (1-\gamma) + \xi_b \alpha_1^2 (1-\gamma) + \xi_t (1-\alpha_1)^2 \sqrt{(1-\gamma)/R_s}] \cdot \{ \sqrt{\alpha_1} [(1-\gamma) + (1-\alpha_1)^2 \gamma] \}^{-1} \quad (19)$$

式中: ξ_d 为等效阻尼比; ξ_b 、 ξ_t 分别为主梁和桥塔的阻尼比。

由此计算出等效线性阻尼系数为

$$c_{quui} = 2m_b \omega_b \{ \xi_1 \sqrt{\alpha_1} [(1-\gamma) + (1-\alpha_1)^2 \gamma] - \xi_b \alpha_1^2 (1-\gamma) - \xi_t (1-\alpha_1)^2 \} \cdot$$

$$\sqrt{(1-\gamma)/R_s}\} (1-\gamma) \quad (20)$$

2.4 非线性黏滞阻尼器的等效线性化

根据振动周期内耗能相等的原则,非线性黏滞阻尼器的等效线性阻尼系数 c_{equi} 可表示为

$$c_{\text{equi}} = \lambda \frac{c_d D^{\alpha-1} \bar{\omega}^{\alpha-1}}{\pi} \quad (21)$$

式中: D 为最大相对位移,可取为梁端位移最大值; $\bar{\omega}$ 为荷载频率; α 为速度指数; $\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)}$,

其取值可在文献[15]中查得。

联立式(20)、(21),可得到简谐荷载激励下,非线性黏滞阻尼器的阻尼系数,即

$$c_d = 2\pi m_b \omega_b \{ \xi_1 \sqrt{\alpha_1} [(1-\gamma) + (1-\alpha_1)^2 \gamma] - \xi_b \alpha_1^2 (1-\gamma) - \xi_i (1-\alpha)^2 \cdot \sqrt{(1-\gamma)/R_s} \} [\bar{\omega}^{\alpha-1} D^{\alpha-1} \lambda (1-\gamma)] \quad (22)$$

3 纵向地震响应的简化计算

鉴于任意给定的加速度时程函数均可通过傅里叶变换分解成一系列谐波(正弦或余弦)函数的叠加^[21-22],因此,对于非周期性地震作用下的结构分析,可以将其转化为结构在谐波激励下的响应问题。

3.1 位移需求计算

3.1.1 正弦波激励

DDFM在正弦波时程函数 $[A(t) = A_p \cdot \sin(\bar{\omega}t)]$ 激励下,1阶运动方程的广义动荷载 $P_1(t)$ 为

$$P_1(t) = -[m_b + (1-\alpha_1)m_i]A_p \sin(\bar{\omega}t) \quad (23)$$

式中: A_p 为正弦波振幅; t 为时间。

在纵向地震激励下,纵向地震响应主要由1阶振型主导,因此,其1阶运动方程可表示为

$$\ddot{Y}_1(t) + 2\xi_1 \omega_1 \dot{Y}_1(t) + K_1 Y_1(t) = P_1(t)/M_1 \quad (24)$$

代入初始条件,则式(24)的全解为

$$Y_1(t) = e^{-\xi_1 \omega_1 t} [A_1 \cos(\omega_{1D}t) + B_1 \sin(\omega_{1D}t)] + C_1 \sin(\bar{\omega}t) + D_1 \cos(\bar{\omega}t) \quad (25)$$

式中: ω_{1D} 为第1阶模态对应的结构有阻尼自振频率, $\omega_{1D} = \omega_1 \sqrt{1-\xi_1^2}$;相应的常数系数可表示为

$$\begin{cases} A_1 = -D_1 \\ B_1 = \frac{-D_1 \xi_1}{\sqrt{1-\xi_1^2}} - \frac{C_1 \bar{\omega}}{\omega_1 \sqrt{1-\xi_1^2}} \\ C_1 = \frac{P_0}{K_1} \frac{1 - (\bar{\omega}/\omega_1)^2}{[1 - (\bar{\omega}/\omega_1)^2]^2 + [2\xi_1(\bar{\omega}/\omega_1)]^2} \\ D_1 = \frac{P_0}{K_1} \frac{-2\xi_1 \bar{\omega}/\omega_1}{[1 - (\bar{\omega}/\omega_1)^2]^2 + [2\xi_1(\bar{\omega}/\omega_1)]^2} \end{cases} \quad (26)$$

故简化的纵向DDFM在正弦和余弦荷载作用下的位移响应表达式为

$$\mathbf{u}(t) = \begin{bmatrix} u_b(t) \\ u_t(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varphi_{11} \\ -\varphi_{12} \end{bmatrix} Y_1(t) \quad (27)$$

式中: $u_b(t)$ 、 $u_t(t)$ 分别为简化纵向DDFM中梁端和桥塔质点的位移; φ_{11} 、 φ_{12} 分别为简化纵向DDFM中梁端和桥塔质点在第1阶振型中的幅值系数。

3.1.2 余弦波激励

DDFM在余弦波时程函数 $[A(t) = A_p \cdot \cos(\bar{\omega}t)]$ 激励下,作为外界激励时,广义动荷载 $P_1(t)$ 为

$$P_1(t) = -[m_b + (1-\alpha_1)m_i]A_p \cos(\bar{\omega}t) \quad (28)$$

根据初始条件,可以得出

$$\begin{cases} C_1 = \frac{P_0}{K_1} \frac{2\xi_1 \bar{\omega}/\omega_1}{[1 - (\bar{\omega}/\omega_1)^2]^2 + [2\xi_1(\bar{\omega}/\omega_1)]^2} \\ D_1 = \frac{P_0}{K_1} \frac{1 - (\bar{\omega}/\omega_1)^2}{[1 - (\bar{\omega}/\omega_1)^2]^2 + [2\xi_1(\bar{\omega}/\omega_1)]^2} \end{cases} \quad (29)$$

式(27)给出的位移响应表达式仍然适用。

3.2 塔底弯矩需求计算

根据计算得到梁端和桥塔等效质点的位移反应时程 $u_b(t)$ 、 $u_t(t)$,则可以通过式(30)、(31)得到桥塔等效质点处所受到的等效静力 $f_s(t)$ 和塔底弯矩 $M_0(t)$ 分别为

$$f_s(t) = k_t u_t(t) \quad (30)$$

$$M_0(t) = k_t u_t(t) H + c_{\text{equi}} \dot{u}_b(t) h \quad (31)$$

式中: $M_0(t)$ 为 t 时的塔底弯矩; $F_d(t) = c_{\text{equi}} \dot{u}_b(t)$,为 t 时的阻尼力。

基于图4所示的简化纵向DDFM,本文提出了大跨径斜拉桥初步设计阶段中,纵向地震响应和非线性黏滞阻尼器参数简化计算流程,如图5所示。

4 实例验证与参数分析

为了验证简化的纵向DDFM和所提出的简化计算流程的有效性和实用性,对依托工程进行探究。依托工程为跨径布置(50+95+350+95+50)m的双塔双索面半飘浮结构体系,主梁采用钢-混组合梁,桥面全宽为37m,梁高为3.41m,索塔为钻石型索塔,塔高为125.8m(塔底实心截面高为2m,取计算塔高为123.8m),主要构造如图6所示。为抵抗纵向地震激励,在桥塔和主梁之间沿纵桥向共布置8个非线性黏滞阻尼器,而在过渡墩和辅助墩处没有安装阻尼器。根据依托工程场地安评报告,该桥所处地区的地震基本烈度为

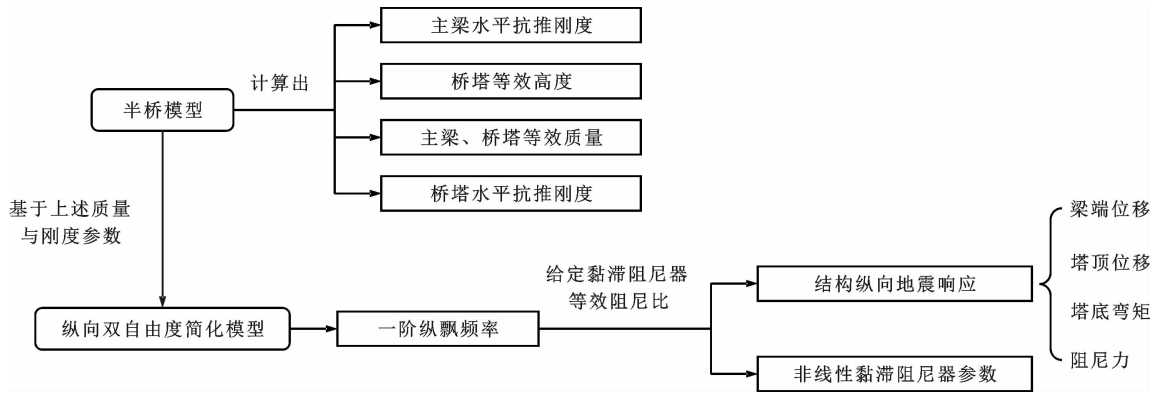
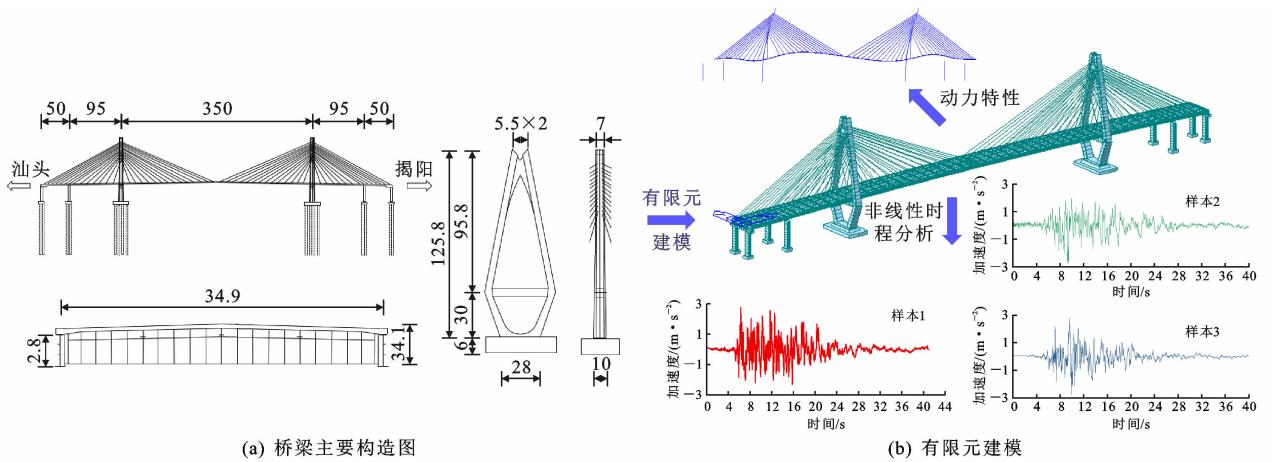


图 5 简化计算流程

Fig. 5 Simplified calculation process



(a) 桥梁主要构造图

(b) 有限元建模

单位: m

图 6 桥梁主要构造图及有限元模型

Fig. 6 Main structural drawings and finite element model of bridges

Ⅶ度,地震动峰值加速度取 $0.17g$ (g 为重力加速度),E2 地震作用下的 3 条样本地震波如图 6(b) 所示。

用 Midas 建立全桥三维有限元模型,采用空间梁单元模拟钢混组合梁、桥塔、过渡墩及辅助墩等结构,通过定义桁架单元的初始应变来考虑斜拉索的预拉力,斜拉索与主梁和桥塔之间采用刚性连接,采用三主梁模型考虑主梁的约束扭转刚度。球型钢支座采用双折线模型进行模拟;采用 Maxwell 模型模拟布置在塔梁交接处的非线性黏滞阻尼器;忽略桩-土相互作用,对塔、墩底固结处理。经动力特性分析得桥梁基频周期为 5.819 s ,基本振型如图 6(b) 所示。

4.1 水平抗推刚度计算

4.1.1 主梁水平抗推刚度结果

基于图 5 所示的简化计算流程,依托工程半桥简化模型如图 7 所示,其中, $l_1 = 95\text{ m}$ 、 $l_2 = 175\text{ m}$ 、 $\Delta = 1\text{ cm}$,忽略了主梁之间的竖向位移。

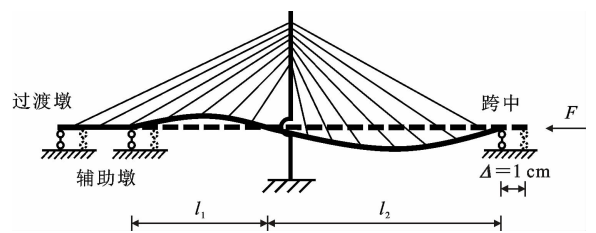


图 7 半桥模型的变形示意

Fig. 7 Deformation diagram of half bridge model

根据第 1.2.1 节提出方法计算得到的计算结果如表 1 所示。

表 1 主梁沿纵桥向发生单位位移的参数计算结果
Table 1 Parameter calculation results under unit longitudinal displacement of girder

相关计算结果	数值
桥跨 l_1 竖向位移峰值 V_l/cm	0.77
斜拉索总变形能 $W_c/(\text{kN} \cdot \text{cm}^{-1})$	1 329.3
主梁竖弯变形能 $W_{bb}/(\text{kN} \cdot \text{cm}^{-1})$	150.9
外力 F 所做的功 $W_F/(\text{kN} \cdot \text{cm}^{-1})$	1 480.2

不同学者所提出的计算方法、本文方法计算得到的主梁抗推刚度结果与有限元计算结果对比如表2所示。

表2 主梁水平抗推刚度计算结果

Table 2 Results of longitudinal stiffness of girder

计算方法	$k_b/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	与 FEM 的误差/%
袁万城 ^[7]	698 520	139.5
杨怀宇 ^[8]	956 051	227.8
本文[式(6)]	296 040	1.5
FEM	291 660	0.0

由表2可知,本文基于能量法所提出的主梁抗推刚度具有较高计算精度,其与有限元计算结果误差仅为1.5%。

4.1.2 桥塔水平抗推刚度

由式(8)、(9)分别得到桥塔等效高度 $H = 103.4 \text{ m}$ 、桥塔等效质量 $m_t = 9\,913 \text{ t}$ 。考虑到桥塔截面具体布置,将桥塔在等效高度 H 范围内分为2段,由式(10)得到桥塔等效高度 H 处的水平抗推刚度 $k_t = 32\,525 \text{ kN/m}$ 。

4.2 一阶纵飘频率的简化计算结果

根据第4.1节得到的 m_b 、 m_t 、 k_b 、 k_t ,由式(12)计算结构基频周期为 5.938 s ,与 FEM 分析结果相比,计算误差仅 2.03% ,较为合理,因此,纵向 DDFM 的有效性和可靠性得到验证。

4.3 纵向地震响应峰值的对比分析

将依托工程安评报告中给出的 E2 地震作用下的3条样本地震波,通过傅里叶变换转换为谐波函数,后根据简化的 DDFM 以及通过式(25)~(27)以及(31)的计算,得到在谐波函数激励下,常见的黏滞阻尼器等效阻尼比范围内 DDFM 的纵向梁端位移、阻尼力和塔底弯矩;基于结构等效阻尼比,由式(22)得到相应的非线性阻尼参数,输入 Midas 有限元模型进行非线性时程分析,并与 DDFM 所得到的结构纵向地震响应进行对比,结果如图8所示。

由图8(a)~(d)可知:随着结构等效阻尼比的增加,相对误差总体上呈现先增大趋势,平均相对误差在20%以内。由图8(e)~(h)可知:当结构等效阻尼比较小时,相对误差相对比较大,这是由于简化 DDFM 在小等效阻尼比的情况下对阻尼力的计算敏感程度较高,随着结构等效阻尼比的增加,阻尼力峰值结果显著增大,计算敏感性降低,因此,相对误差总体上呈现减小并趋于稳定在20%的趋势。由图8(i)~(l)可知,随着结构等效

阻尼比的增加,相对误差总体上呈现先减小后增大的趋势,但仍基本处于20%范围内。

实际上,相对误差所产生的原因一方面源自本文所提出简化 DDFM 的基本假定与等效原则,另一方面也与输入地震波的频谱特性相关。本文采用傅里叶变换方法,将给定的任意非周期性地震作用的加速度时间历程函数转换为若干个谐波函数的叠加。由于不同的频谱特性,不同地震波所转换的谐波函数组成、周期不同,从而使得误差随着地震波的改变而发生变化。图9给出了不同周期正弦波荷载激励下桥梁的纵向地震响应相对误差对比结果。

由图9可知:随着正弦波周期的增加,不同结构等效阻尼比下的纵向地震响应峰值相对误差均会发生变化,特别是当正弦波周期较小和接近结构自振周期时,相对误差会显著增大。这主要是由于依托工程斜拉桥本身自振周期较大,当荷载周期较小时,会出现外荷载惯性力方向与主梁位移方向相反的情况,因此导致相对误差,且这种相对误差会随着结构阻尼的增大而增大;当周期增大时,外荷载惯性力方向与主梁位移方向一致,相对误差减小。当荷载周期接近桥梁自振周期时,显著放大了简化 DDFM 模型所计算的结构动力响应,此时,结构地震响应表现为幅值大、变化快的特点,因此,DDFM 的计算敏感性较高,导致相对误差增大,当阻尼比减小时,这种现象愈发明显。

以上分析结果表明:速度指数 α 为当黏滞阻尼器等效阻尼比黏滞阻尼器等效阻尼比为 $0.1 \sim 0.2$ 时,基于 DDFM 所提出的简化计算方法具有较高的计算精度和适用性,满足斜拉桥初步设计阶段的抗震分析要求,其中,梁端位移和塔底弯矩误差小于10%,而阻尼力相对误差为20%左右;当黏滞阻尼器等效阻尼比为 $0.2 \sim 0.8$ 时,三者相对误差均在20%以内。事实上,依托工程实际所布置的非线性黏滞阻尼器参数为(阻系数为 $3\,000 \text{ kN}/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})^\alpha$,速度指数 α 为 0.4),其结构等效阻尼比为 0.15 ,而海文跨海大桥^[23]、黄冈公铁两用长江大桥^[24]等类似工程(其阻尼器布置方式同为桥塔处沿纵桥向),其结构等效阻尼为 $0.1 \sim 0.3$ 。

5 结 语

(1)所提出的简化纵向 DDFM 和所提出的简化计算框架在确定非线性阻尼器参数和斜拉桥纵向地震反应方面具有良好的有效性和准确性。简

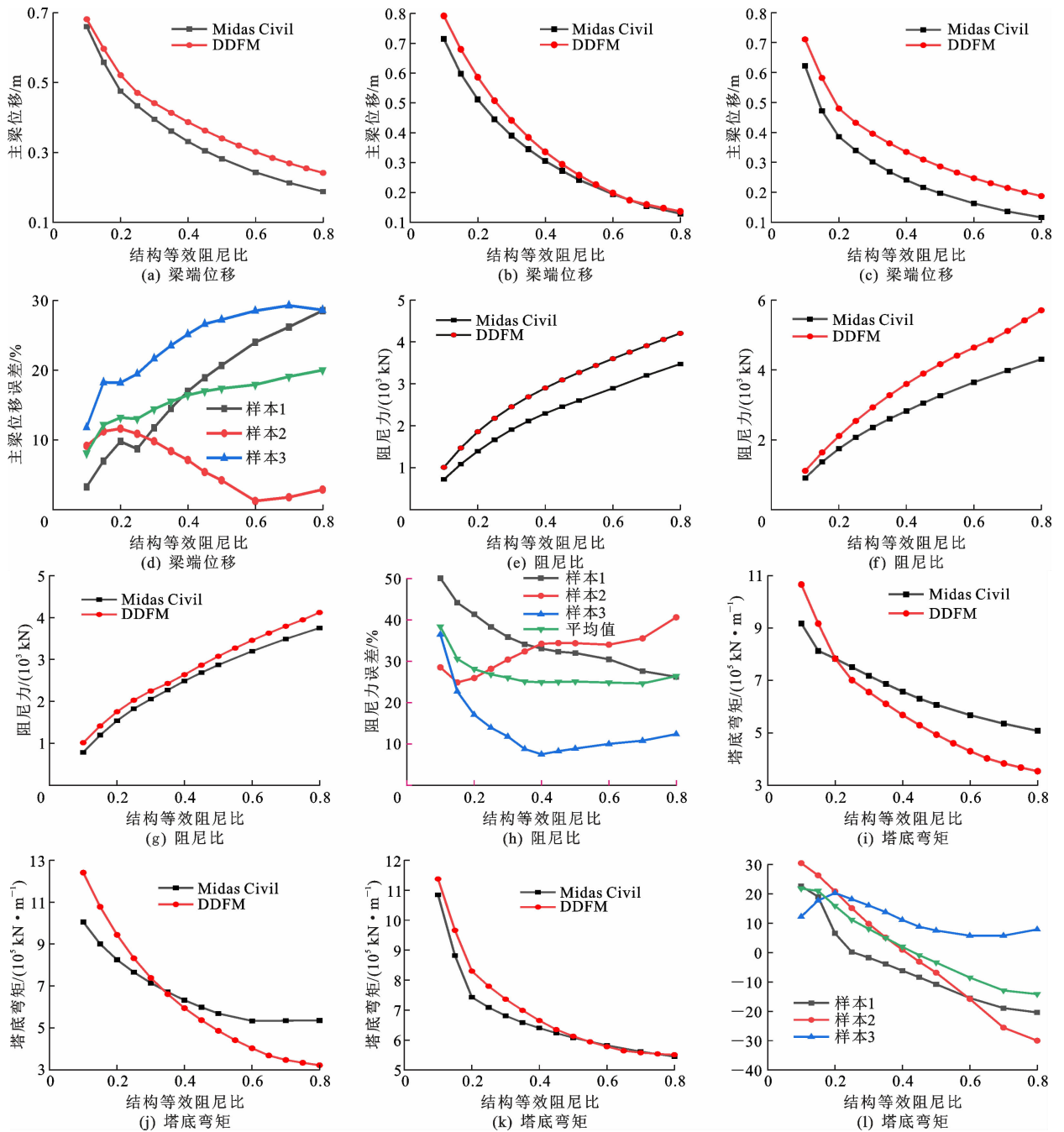


图 8 纵向地震响应峰值对比及相对误差分析

Fig. 8 Comparison of peak longitudinal seismic responses and error analysis

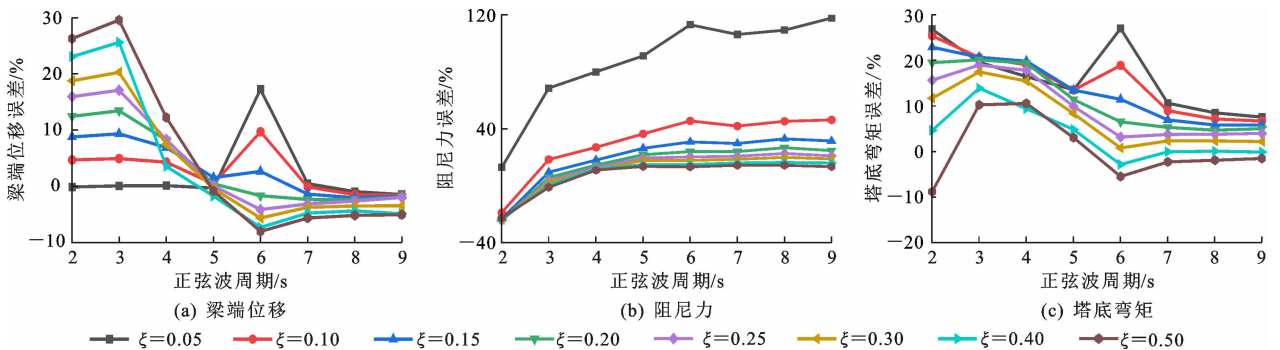


图 9 不同周期下纵向地震响应峰值的计算相对误差分析

Fig. 9 Calculation error analysis of peak longitudinal seismic responses at different periods

化的纵向 DDFM 可以帮助设计单位为采用非线性黏滞阻尼器的大跨度斜拉桥制定简化的初步设计方案。

(2)简化纵向 DDFM 得出的依托工程桥梁基本周期和梁纵向刚度与数值分析结果分别仅相差 2.05% 和 1.5%。

(3)当黏滞阻尼器等效阻尼比为 0.1~0.2 时,梁端位移和塔底弯矩误差小于 10%,阻尼力相对误差为 20% 左右,当黏滞阻尼器等效阻尼比为 0.2~0.8 时,三者相对误差均在 20% 以内。

(4)本文所提出的简化计算方法获得斜拉桥纵飘动力特性和纵桥向地震响应方面有较好的精确性,但仍存在不足,主要体现在傅里叶变换处理地震波可能会丢失部分关键时频特征,特别是对于近断层脉冲型地震动,同时,难以考虑大跨径斜拉桥地震非一致激励问题和强震作用下结构的复杂非线性问题。未来研究可引入更先进的时频分析方法以精准处理近断层地震动问题,并发展能同时考虑非一致激励效应和结构关键非线性行为的等效简化方法,从而提升该方法在复杂地震场景下的适用性与精度。

参考文献:

References:

- [1] 李立峰,尹会娜,唐嘉豪,等.大跨径斜拉桥横向合理抗震体系研究[J].振动与冲击,2022,41(6):153-159.
LI Li-feng, YIN Hui-na, TANG Jia-hao, et al. Reasonable lateral seismic system of a long-span cable stayed bridge[J]. Journal of Vibration and Shock, 2022, 41(6): 153-159.
- [2] 李立峰,唐嘉豪,胡睿,等.基于易损性的中等跨径连续梁桥合理抗震体系评估方法[J].铁道科学与工程学报,2022,19(12):3665-3677.
LI Li-feng, TANG Jia-hao, HU Rui, et al. Evaluation method of reasonable aseismic system for medium-span continuous girder bridges based on fragility [J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2022, 19(12): 3665-3677.
- [3] 李立峰,赵智,唐嘉豪,等.采用UHPC连接的插槽式预制拼装桥墩抗震性能试验研究[J].振动与冲击,2025,44(2):210-220.
LI Li-feng, ZHAO Zhi, TANG Jia-hao, et al. Experimental study on the seismic performance of prefabricated piers connected by UHPC[J]. Journal of Vibration and Shock, 2025, 44(2): 210-220.
- [4] 康炜,李伟,文强,等.铁路双边箱混合梁斜拉桥钢-混结合段受力性能[J].交通运输工程学报,2025,25(3):114-129.
KANG Wei, LI Wei, WEN Qiang, et al. Force performance of steel-concrete sections in railway double-box hybrid girder cable-stayed bridge [J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2025, 25(3): 114-129.
- [5] 项海帆,李瑞霖,杨昌众.悬浮体系斜拉桥的近似抗震计算[J].结构工程师,1985(1):64-69.
XIANG Hai-fan, LI Rui-lin, YANG Chang-zhong. Simplified seismic calculation of cable-stayed bridge with suspension system [J]. Structural Engineers, 1985(1): 64-69.
- [6] 颜海泉,王君杰.飘浮体系斜拉桥纵向抗震计算的单塔模型[J].地震工程与工程振动,2007,27(4):80-86.
YAN Hai-quan, WANG Jun-jie. A tower model for seismic response prediction of floating cable-stayed bridge in longitudinal direction [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, 27(4): 80-86.
- [7] 徐艳,黄永福,李建中.脉冲型地震作用下斜拉桥纵向响应的简化计算[J].华南理工大学学报(自然科学版),2015,43(2):41-47.
XU Yan, HUANG Yong-fu, LI Jian-zhong. Simplified calculation of longitudinal seismic response of cable-stayed bridges subjected to pulsed ground motions[J]. Journal of South China University of Technology (Natural Science Edition), 2015, 43(2): 41-47.
- [8] 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 Wan-cheng, YAN Dong. Simplified calculational method of floating frequency for cable-stayed bridges[J]. Journal of Tongji University (Natural Science Edition), 2005, 33(11): 1423-1427.
- [9] 杨怀宇,李建中.斜拉桥纵漂频率概念简化计算及影响因素讨论[J].建筑结构,2015,45(3):93-96.
YANG Huai-yu, LI Jian-zhong. Discussion on simplified concept calculations and influencing factors of a cable-stayed bridge floating frequency [J]. Building Structure, 2015, 45(3): 93-96.
- [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 Wen-xue, KOU Wen-qi, 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.
- [11] 张文学,寇文琦,陈盈,等.固定铰接体系斜拉桥纵向一阶振动周期简化计算研究[J].*湖南大学学报(自然科学版)*,2017,44(3):28-34.
ZHANG Wen-xue, KOU Wen-qi, CHEN Ying, et al. Study on simplified calculation of first-order longitudinal vibration period for fixed hinge cable-stayed bridges [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2017, 44(3): 28-34.
- [12] 张文学,寇文琦,陈盈,等.基于能量法的斜拉桥纵向1阶自振周期简化计算[J].*中国公路学报*,2017,30(7):50-57.
ZHANG Wen-xue, KOU Wen-qi, CHEN Ying, et al. Simplified calculation of first-order longitudinal natural vibration period of cable-stayed bridges based on energy method[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2017, 30(7): 50-57.
- [13] 徐艳,童川,李建中.设置纵桥向粘滞阻尼器的斜拉桥的简化动力模型[J].*华南理工大学学报(自然科学版)*,2019,47(4):90-98.
XU Yan, TONG Chuan, LI Jian-zhong. Simplified dynamic model of a cable-stayed bridge with longitudinal viscous dampers [J]. *Journal of South China University of Technology (Natural Science Edition)* 2019, 47(4): 90-98.
- [14] SELEEMAH A A, CONSTANTINOU M C. Investigation of seismic response of buildings with linear and nonlinear fluid viscous dampers [R]. Buffalo: National Center for Earthquake Engineering Research, 1997.
- [15] ATC. NEHRP pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings[M]. Huntington: FEMA, 2000.
- [16] HWANG J, TSENG Y. Design formulations for supplemental viscous dampers to highway bridges[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2005, 34(13): 1627-1642.
- [17] LI X, LI J, ZHANG X Y. Simplified analysis of cable-stayed bridges with longitudinal viscous dampers[J]. *Engineering, Construction, and Architectural Management*, 2020, 27(8): 1993-2022.
- [18] 徐艳,童川,李建中.漂浮体系斜拉桥黏滞阻尼器参数的简化计算[J].*同济大学学报(自然科学版)*, 2018, 46(5): 574-579.
XU Yan, TONG Chuan, LI Jian-zhong. Simplified calculation of viscous damper parameter for floating-system cable-stayed bridge [J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2018, 46 (5): 574-579.
- [19] XU Y, TONG C, LI J Z. Simplified calculation method for supplemental viscous dampers of cable-stayed bridges under near fault ground motions[J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2021, 25(1): 65-81.
- [20] CHOPRA A K. Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering[M]. 3th ed. Upper Saddle River: Prentice-Hall, Inc., 2007.
- [21] 付荣,傅荣华,付安生.基于快速傅里叶变换的地震波加速度构成及其幅频特性研究[J].*地震学报*, 2014,36(3):417-424.
FU Rong, FU Rong-hua, FU An-sheng. Composition and amplitude-frequency characteristics of ground motion acceleration based on fast Fourier transform analysis[J]. *Acta Seismologica Sinica*, 2014, 36(3): 417-424.
- [22] 李文博,刘铁林,王宇.地震动加速度、速度和位移时程的构成[J].*工程力学*,2020,37(增1):164-167.
LI Wen-bo, LIU Tie-lin, WANG Yu. Compositions of time histories of acceleration and velocity and displacement of ground motion [J]. *Engineering Mechanics*, 2020, 37(S1): 164-167.
- [23] 刘新华,冯鹏程,邵旭东,等.海文跨海大桥设计关键技术[J].*桥梁建设*,2020,50(2):73-79.
LIU Xin-hua, FENG Peng-cheng, SHAO Xu-dong, et al. Key design technique for haiwen sea-crossing bridge [J]. *Bridge Construction*, 2020, 50(2): 73-79.
- [24] 李卫华,杨光武,徐伟.黄冈公铁两用长江大桥主跨567m钢桁梁斜拉桥设计[J].*桥梁建设*,2013,43(2):10-15.
LI Wei-hua, YANG Guang-wu, XU Wei. Design of steel truss girder cable-stayed bridge of 567 m main span of Huanggang Changjiang River rail-cum-road bridge [J]. *Bridge Construction*, 2013, 43(2): 10-15.