

大跨度叠合梁斜拉桥多维多点 非平稳随机地震响应分析*

赵 雷¹, 刘宁国²

(1. 西南交通大学 土木工程学院, 成都 610031;

2. 招商局重庆交通科研设计院有限公司, 重庆 400067)

摘要: 为研究地震动非平稳特性对大跨度叠合梁斜拉桥随机地震响应的影响,采用绝对位移求解的虚拟激励法在通用有限元软件中对某座叠合梁斜拉桥进行多维多点非平稳随机地震响应分析.研究表明:采用绝对位移求解的虚拟激励法,能在通用有限元软件中高效地实现对大跨度叠合梁斜拉桥多维多点非平稳随机地震响应分析;设计中假定地震动平稳性,得到的结果偏于保守;行波效应对大跨度叠合梁斜拉桥结构响应有显著影响,考虑行波效应对主塔塔顶位移和塔底内力是有利的,但应注意其对主梁跨中位移和内力的不利影响.

关键词: 叠合梁斜拉桥; 虚拟激励法; 非平稳地震动; 行波效应

中图分类号: TU311.3

文献标志码: A

doi: 10.21656/1000-0887.370528

引 言

随着交通行业的迅猛发展,大跨度叠合梁斜拉桥兼顾了钢梁和混凝土梁斜拉桥的优点,受到了众多桥梁设计者的青睐,对其进行合理的抗震分析非常有必要.大跨度叠合梁斜拉桥由于在空间中具有较大尺寸、结构复杂等特点,在地震动输入时,地震动的空间变化特性对结构的影响不可忽略^[1-2];同时,严格意义上,地震动是一个非平稳的随机过程^[3],因而有必要考虑地震动非平稳性对大跨度结构地震响应的影响.随着虚拟激励法^[4-6]的推广,对大跨度叠合梁斜拉桥进行随机地震响应分析变得更加经济和可行.但在多维多点动力分析中,传统的虚拟激励法需要对绝对位移分解,求解静力响应矩阵十分繁琐,需要编制特定的计算软件,限制了该方法在工程中的运用.

本文以某大跨度叠合梁斜拉桥为工程背景,采用虚拟激励法结合绝对位移求解法^[7-9],即通过对支撑处设置大质量块,在大质量块的平动方向施加虚拟激励荷载即可实现对大跨度结构进行多维多点非平稳激励.这样处理极大简化了虚拟荷载的输入,同时可以直接求解绝对位移,不需要特定编程,可在具备瞬态分析模块的通用有限元软件中对大跨复杂结构进行多维多点随机地震响应分析.

* 收稿日期: 2016-11-07; 修订日期: 2016-12-21

基金项目: 国家自然科学基金(51178394)

作者简介: 赵雷(1956—),男,教授,博士,博士生导师(通讯作者. E-mail: zlsjwjtuzl@163.com).

1 绝对位移求解非平稳虚拟激励法的原理

1.1 绝对位移求解非平稳激励运动方程

对大跨度复杂多自由度结构,描述为 m 个地面支撑, n 个自由度的动力模型,运动方程为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ss} & \mathbf{M}_{sb} \\ \mathbf{M}_{bs} & \mathbf{M}_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{X}}_s \\ \ddot{\mathbf{X}}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ss} & \mathbf{C}_{sb} \\ \mathbf{C}_{bs} & \mathbf{C}_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{X}}_s \\ \dot{\mathbf{X}}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sb} \\ \mathbf{K}_{bs} & \mathbf{K}_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{X}_s \\ \mathbf{X}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{P}_b \end{Bmatrix}. \quad (1)$$

将式(1)中第二项展开后可得

$$\mathbf{M}_{bs} \cdot \ddot{\mathbf{X}}_s + \mathbf{M}_{bb} \cdot \ddot{\mathbf{X}}_b + \mathbf{C}_{bs} \cdot \dot{\mathbf{X}}_s + \mathbf{C}_{bb} \cdot \dot{\mathbf{X}}_b + \mathbf{K}_{bs} \cdot \mathbf{X}_s + \mathbf{K}_{bb} \cdot \mathbf{X}_b = \mathbf{P}_b, \quad (2)$$

\mathbf{P}_b 为支撑质量与地面加速度的乘积, $\mathbf{P}_b = \mathbf{M}_b \cdot \ddot{\mathbf{u}}_b$, 代入式(2)中,等式两端同时左乘 \mathbf{M}_b^{-1} , 可得

$$\begin{aligned} \mathbf{M}_b^{-1} \cdot (\mathbf{M}_{bs} \cdot \ddot{\mathbf{X}}_s + \mathbf{M}_{bb} \cdot \ddot{\mathbf{X}}_b + \mathbf{C}_{bs} \cdot \dot{\mathbf{X}}_s + \mathbf{C}_{bb} \cdot \dot{\mathbf{X}}_b + \mathbf{K}_{bs} \cdot \mathbf{X}_s + \mathbf{K}_{bb} \cdot \mathbf{X}_b) = \\ \mathbf{M}_b^{-1} \cdot \mathbf{M}_b \cdot \ddot{\mathbf{u}}_b. \end{aligned} \quad (3)$$

将 \mathbf{M}_b 即支撑处质量取得足够大, $\mathbf{M}_b \rightarrow \infty$, 则 $\mathbf{M}_b^{-1} \rightarrow 0$, 整理式(3)可得

$$\ddot{\mathbf{X}}_b = \ddot{\mathbf{u}}_b. \quad (4)$$

若考虑均匀调制非平稳激励,设地面加速度为

$$\ddot{\mathbf{X}}_b = \mathbf{G}(t) \ddot{\mathbf{U}}_b, \quad (5)$$

式中, $\mathbf{G}(t)$ 为时间调制函数; $\ddot{\mathbf{U}}_b$ 为平稳过程激励,在实际计算中均假定各方向时间调制函数一致^[10].

1.2 多维多点地震动功率谱分解

对于大跨度结构,考虑空间效应的地震动单维多激励点输入作用,可用地面各点加速度功率谱密度函数矩阵表示^[9]:

$$\mathbf{S}(\mathbf{i}\omega) = \begin{bmatrix} S_{11}(\mathbf{i}\omega) & S_{12}(\mathbf{i}\omega) & S_{13}(\mathbf{i}\omega) & \cdots & S_{1m}(\mathbf{i}\omega) \\ S_{21}(\mathbf{i}\omega) & S_{22}(\mathbf{i}\omega) & S_{23}(\mathbf{i}\omega) & \cdots & S_{2m}(\mathbf{i}\omega) \\ S_{31}(\mathbf{i}\omega) & S_{32}(\mathbf{i}\omega) & S_{33}(\mathbf{i}\omega) & \cdots & S_{3m}(\mathbf{i}\omega) \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{m1}(\mathbf{i}\omega) & S_{m2}(\mathbf{i}\omega) & S_{m3}(\mathbf{i}\omega) & \cdots & S_{mm}(\mathbf{i}\omega) \end{bmatrix}, \quad (6)$$

式中, $S_{kk}(\mathbf{i}\omega)$ 表示支撑处自功率谱密度函数, $S_{kl}(\mathbf{i}\omega)$ 表示两支撑之间互功率谱密度函数,表达式为

$$S_{kl}(\mathbf{i}\omega) = \rho_{kl}(\mathbf{i}\omega) \sqrt{S_{kk}(\mathbf{i}\omega) S_{ll}(\mathbf{i}\omega)}, \quad (7)$$

式中,下标 k, l 表示互功率谱两支撑点, $\rho_{kl}(\mathbf{i}\omega)$ 表示相干函数,表达式为

$$\rho_{kl}(\mathbf{i}\omega) = |\rho_{kl}(\mathbf{i}\omega)| \exp(-\mathbf{i}\omega d_{kl}^l / \nu_{\text{app}}), \quad (8)$$

式中, $|\rho_{kl}(\mathbf{i}\omega)|$ 表示部分相干效应影响, $\exp(-\mathbf{i}\omega d_{kl}^l / \nu_{\text{app}})$ 表示行波效应影响. 当将一维激励扩展到多维激励只需要将功率谱密度扩展为

$$\mathbf{S}_{kl}(\mathbf{i}\omega) = \begin{bmatrix} S_{klxx} & S_{klxy} & S_{klxz} \\ S_{klyx} & S_{klyy} & S_{klyz} \\ S_{klzx} & S_{klzy} & S_{klzz} \end{bmatrix}, \quad (9)$$

式中,下标 x, y, z 分代表水平方向和竖直方向分量,水平分量 x, y 各自谱密度相同且完全相关,则

$$S_{xx}(\mathbf{i}\omega) = S_{yy}(\mathbf{i}\omega) = S_{xy}(\mathbf{i}\omega) = S_{yx}(\mathbf{i}\omega). \quad (10)$$

水平分量与竖直分量的关系按式(11)计算:

$$S_{xz}(i\omega) = S_{yz}(i\omega) = 0.6\sqrt{S_{xx}(i\omega)S_{zz}(i\omega)} = 0.6\sqrt{S_{yy}(i\omega)S_{zz}(i\omega)}. \quad (11)$$

1.3 多维多点非平稳虚拟激励构造

将功率谱矩阵分解为 $S_0(i\omega) = P^* P^T$, 其中 P 为 $3m \times r$ 的矩阵; r 为矩阵 $S_0(i\omega)$ 的秩, “*” 表示矩阵的共轭; “T” 表示矩阵的转置.

$$S_0(i\omega) = P^* P^T = S(\omega) G(t) V^* q_0 q_0^T V^T G^T(t), \quad (12)$$

式中

$$V = \text{diag}[e^{-i\omega T_{1x}} e^{-i\omega T_{1y}} e^{-i\omega T_{1z}} e^{-i\omega T_{2x}} e^{-i\omega T_{2y}} e^{-i\omega T_{2z}} \dots e^{-i\omega T_{mx}} e^{-i\omega T_{my}} e^{-i\omega T_{mz}}], \quad (13)$$

$$R = q_0 q_0^T = \begin{bmatrix} 1 & |\rho_{12}| & \dots & |\rho_{1N}| \\ |\rho_{21}| & 1 & \dots & |\rho_{2N}| \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ |\rho_{N1}| & |\rho_{N2}| & \dots & 1 \end{bmatrix}. \quad (14)$$

构造虚拟激励荷载

$$P = \sqrt{\alpha_j S(\omega)} G(t) V \varphi_j e^{i\omega t}, \quad (15)$$

式中, α_j 和 φ_j 为矩阵 R 的非零特征值及其对应归一化特征向量, 即

$$R = \sum_{j=1}^r \alpha_j \varphi_j^* \varphi_j^T, \quad (16)$$

式中 r 为矩阵 R 的秩, 构造完成虚拟激励, 代入式(4)可得

$$\dot{X}_b = P. \quad (17)$$

将式(15)代入式(1)可得结构绝对位移虚拟响应:

$$\tilde{y}_j = \sqrt{\alpha_j S(\omega)} I_j(t), \quad (18)$$

式中

$$I_j(t) = \int_0^t h(t-\tau) G(\tau) V \varphi_j e^{i\omega \tau} d\tau. \quad (19)$$

从而可得位移功率谱密度函数:

$$S_{XX}(\omega, t) = \sum_{j=1}^r \tilde{y}_j^* \tilde{y}_j^T = \sum_{j=1}^r I_j^* I_j^T \alpha_j S(\omega). \quad (20)$$

综上所述, 通过在各支撑处设置大质量块, 再在大质量的平动方向施加虚拟激励荷载就能将非平稳多维多点激励转化为瞬态响应分析. 通过该方法, 极大简化了虚拟荷载的输入, 避免了对非平稳多维多点激励计算的编程.

2 绝对位移求解多维多点非平稳虚拟激励法在 ANSYS 中实现

绝对位移求解多维多点非平稳虚拟激励法在 ANSYS 中的快速模拟步骤如下:

- 1) 建立结构的空问动力分析模型, 并在结构支撑处设置大质量单元, 实常数通常取 10^{14} 以上;
- 2) 根据工程资料和结构特点选择激励方向上的随机地震动模型和非平稳均匀调制函数, 设置非平稳虚拟的地震激励频率范围、频率步长、地震持时、时间步长等;
- 3) 若考虑空间效应, 则选择适宜的行波效应模型、局部场地效应模型、相干函数模型, 确定各支撑处的效应取值;
- 4) 构造虚拟激励荷载, 在每一个频率点进行功率谱矩阵分解, 通常可采用 LDL^T 分解, 释放支撑处自由度约束, 然后直接加载到大质量块相应的方向上;
- 5) 运用 ANSYS 瞬态分析模块求解结构虚拟响应, 读入定义好的时程曲线, 分别按虚部和

实部进行计算,将虚拟激励响应的虚部和实部组合,即可得到结构响应的时变功率谱;

6) 对输出时变功率谱函数进行积分,即可获得结构响应的均方值等。

3 工程实例分析

3.1 计算模型

重庆观音岩长江大桥主桥为钢筋混凝土叠合梁双塔双索面斜拉桥,结构体系为半漂浮体系。主桥全长为 879 m,主跨跨径 436 m,孔跨布置为 35.4+186+436+186+35.5 m。运用通用有限元软件 ANSYS 建立三维有限元数值模型,如图 1 所示,本桥主梁的模拟采用三维实体模拟,为准确模拟叠合梁主梁,在有限元模型中对工字梁单元采用 Beam44 单元,桥面板采用 Shell63 单元进行模拟,两者之间连接采用共节点耦合来实现。为考虑由斜拉索垂度效应引起的几何非线性,采用等效弹性模量。因该桥为半漂浮体系,在主桥支座位置设置横桥向约束,同时释放顺桥向约束,塔底模拟为固结,耦合相应节点自由度。

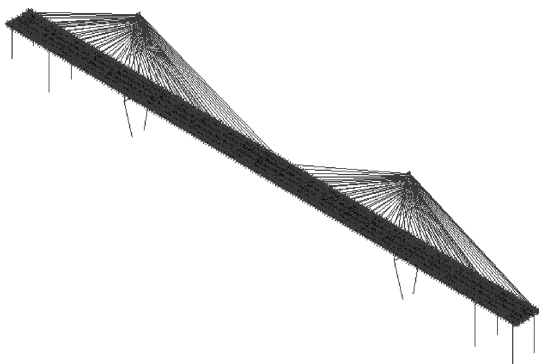


图 1 叠合梁斜拉桥有限元计算模型

Fig. 1 The FEM model of the composite-beam cable-stayed bridge

3.2 地震动参数选取

本文地震动输入功率谱采用胡聿贤-周锡元^[8]模型,该模型适用于如大跨度斜拉桥等长周期结构。地面加速度功率谱模型为

$$S_a(\omega) = \frac{1 + 4\xi_g^2(\omega^2/\omega_g^2)}{[1 - (\omega/\omega_g)]^2 + 4\xi_g^2(\omega^2/\omega_g^2)} \cdot \frac{\omega^6}{\omega^6 + \omega_c^6} \cdot S_0, \quad (21)$$

地震动参数取值: $S_0 = 36.6 \text{ cm}^2/\text{s}^3$; 按 I 类场地分析 $\omega_g = 25.13 \text{ rad/s}$, $\xi_g = 0.64$, $\omega_c = 18.84 \text{ rad/s}$ 。坐标 x, y, z 分别表示顺桥向、横桥向和竖向。考虑三维地震动联合作用纵桥向、横桥向和竖向加速度峰值比按 1 : 0.85 : 0.65, 因而 x, y, z 所对应的自谱值分别为 $S(\omega)$, $0.722 5S(\omega)$, $0.422 5S(\omega)$, 将上述自功率谱值输入可得到对应的三维一致地震动作用下结构响应。

考虑地震动非平稳性,结构的响应也为非平稳随机过程,可采用强度能量等效原则,采用持时为 T 的等效平稳过程来代替非平稳过程,满足二者的平均能量等效原则选取时间调制函数:

$$f(t) = \begin{cases} (t/t_1)^2, & t < t_1, \\ 1, & t_1 \leq t \leq t_2, \\ e^{-c(t-t_2)}, & t > t_2. \end{cases} \quad (22)$$

式(15)中取值参照文献^[9]: $t_1 = 7.1, t_2 = 19.5, c = 0.16$ 。等效平稳持时 T 满足

$$T = t_2 + \frac{\ln 2}{d} - \frac{t_1}{\sqrt{2}}. \quad (23)$$

在等效平稳持时 T 内, 将结构非平稳响应的时变功率谱取期望值, 即得等效平稳响应功率谱密度:

$$S_y(\bar{\omega}) = \frac{1}{T} \int_{t_1/\sqrt{2}}^{t_1/\sqrt{2}+T} S(\omega, t) dt. \quad (24)$$

3.3 计算结果及分析

3.3.1 三维一致随机地震激励

根据结构自振特性, 有效频率积分区间取 $\omega \in [0.3, 60]$ rad/s, 频率步长为 0.3 rad/s, 由于计算模型的频率非常密集, 经试算取前 200 阶振型进行计算, 各阶振型的阻尼比均取为 0.05. 为直观对比三维一致激励作用下结构平稳与非平稳随机响应, 运用时变均方差^[10]来描述结构响应, 响应时变均方差如下所示:

$$\sigma(t) = \sqrt{2 \int S(\omega, t) d\omega}. \quad (25)$$

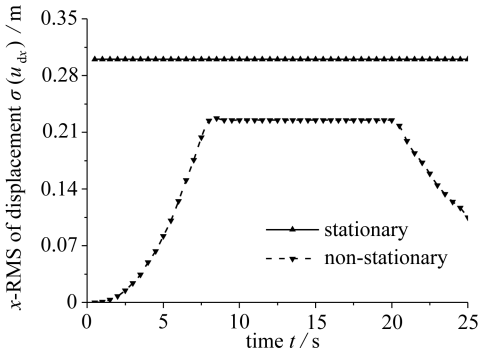


图2 主梁跨中顺桥向位移均方差

Fig. 2 RMS of longitudinal displacement at the main span centre

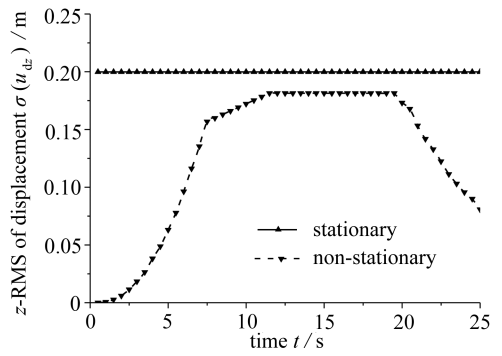


图3 主梁跨中竖向位移均方差

Fig. 3 RMS of vertical displacement at the main span centre

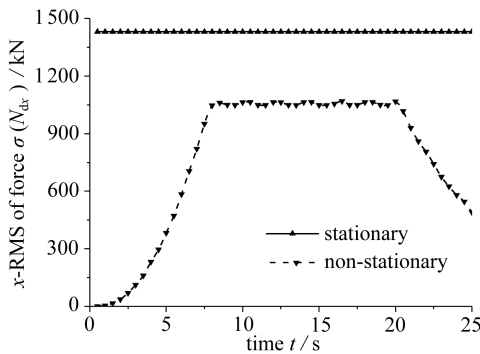


图4 主梁跨中轴力均方差

Fig. 4 RMS of axial force at the main span centre

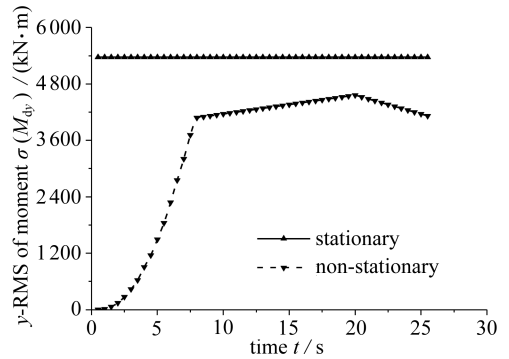


图5 主梁跨中横桥向弯矩均方差

Fig. 5 RMS of transverse moment at the main span centre

图2~7 分别表示结构主梁跨中的位移、内力和主塔塔底的内力在三维地震一致激励作用下的平稳与非平稳响应. 由图可知, 考虑地震激励的非平稳性, 结构响应也具有相似的非平稳性, 较平稳响应值均有所降低, 其中主梁轴向弯矩降低幅度最大, 降低了 33%, 主梁竖向位移降低幅度最小, 降低了 17%.

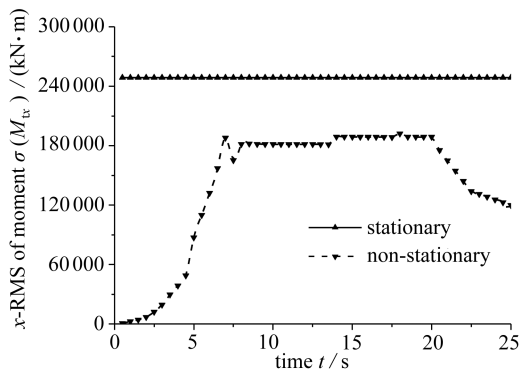


图 6 塔底顺桥向弯矩均方差

Fig. 6 RMS of longitudinal moment at the tower bottom

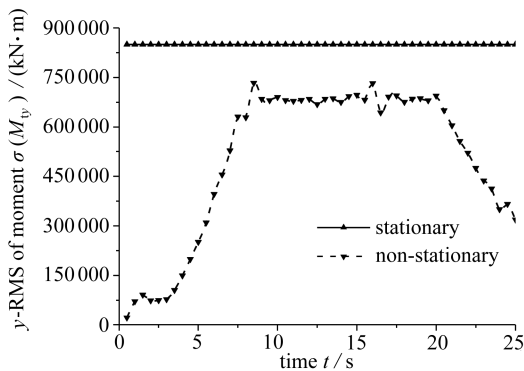
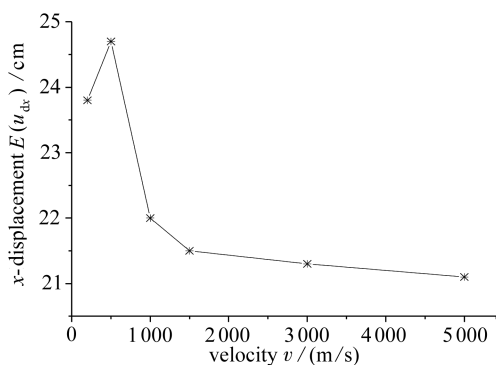


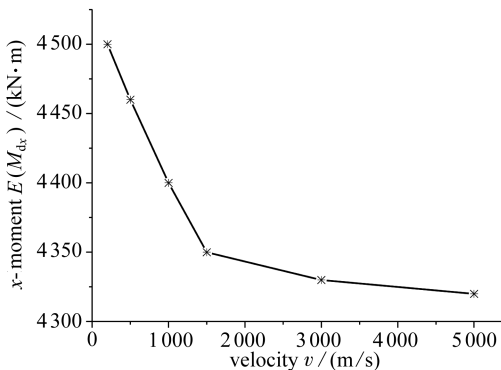
图 7 塔底横桥向弯矩均方差

Fig. 7 RMS of transverse moment at the tower bottom



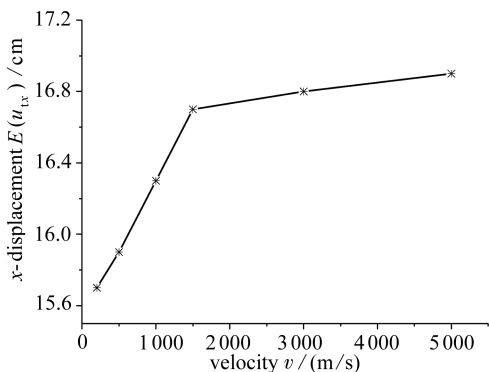
(a) 主梁跨中顺桥向位移

(a) The longitudinal displacement at the main span centre



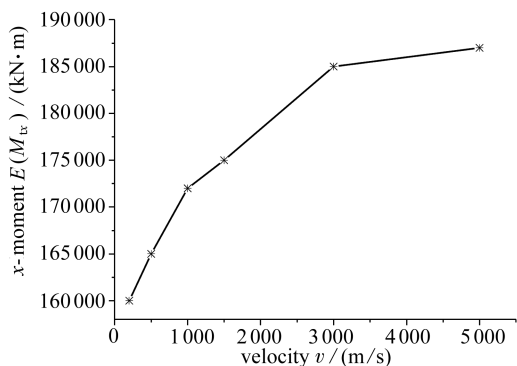
(b) 主梁跨中横桥向弯矩

(b) The transverse moment at the main span centre



(c) 塔顶顺桥向位移

(c) The longitudinal moment at the tower top



(d) 塔底顺桥向弯矩

(d) The longitudinal moment at the tower bottom

图 8 结构峰值响应均值与视波速变化

Fig. 8 Variations of expected values of structural peak responses with the apparent wave velocity

3.3.2 行波效应

选取地震动视波速为 200, 500, 1 000, 1 500, 3 000 m/s, 无穷大这 6 种工况, 考虑行波效应对结构非平稳随机地震响应的影响. 图 8 为结构非平稳的峰值响应期望值随视波速变化的变化规律. 由图 8 可得, 主梁跨中顺桥向位移随视波速增大呈现先增大后减小的变化趋势, 主梁

跨中横桥向弯矩随视波速增大呈现减小的趋势,说明考虑行波效应,主梁跨中内力和位移有所增大;塔顶顺桥向位移和塔底内力随视波速增大而增大,说明考虑行波效应,主塔内力和位移有所减小。

4 结 论

1) 采用绝对位移求解的虚拟激励法,不需编制特定的程序,能在通用有限元软件中高效地实现对大跨度叠合梁斜拉桥非平稳随机地震响应分析;

2) 考虑地震激励的非平稳性,结构响应也具有相似的非平稳性,较平稳响应均方差均有所降低,表明设计中假定地震动平稳偏于保守;

3) 行波效应对大跨度叠合梁斜拉桥有显著影响,考虑行波效应对主塔塔顶位移和塔底内力是有利的,但应注意对主梁跨中位移和内力具有不利影响。

参考文献(References):

- [1] Soyluk K. Comparison of random vibration methods for multi-support seismic excitation analysis of long-span bridges[J]. *Engineering Structures*, 2004, **26**(11): 1573-1583.
- [2] Sarkar A, Manohar C S. Critical seismic vector random excitations for multiply supported structures[J]. *Journal of Sound and Vibration*, 1998, **212**(3): 525-546.
- [3] 史志利, 李忠献. 随机地震动场多点激励下大跨度桥梁地震反应分析方法[J]. 地震工程与工程振动, 2003, **23**(4): 124-130.(SHI Zhi-li, LI Zhong-xian. Methods of seismic response analysis for long-span bridges under multi-support excitations of random earthquake ground motion[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2003, **23**(4): 124-130.(in Chinese))
- [4] 林家浩, 张亚辉. 随机振动的虚拟激励法[M]. 北京: 科学出版社, 2006: 124-163.(LIN Jia-hao, ZHANG Ya-hui. *Pseudo Excitation Method for Random Vibration*[M]. Beijing: Science Press, 2006: 124-163.(in Chinese))
- [5] Lin J H, Zhang Y H, Li Q S. Seismic spatial effects for long-span bridges, using the pseudo excitation method[J]. *Engineering Structures*, 2004, **26**(9): 1207-1216.
- [6] 丁阳, 林伟, 李忠献. 大跨度空间结构多维多点非平稳随机地震反应分析[J]. 工程力学, 2007, **24**(3): 97-103.(DING Yang, LIN Wei, LI Zhong-xian. Non-stationary random seismic analysis of long-span spatial structures under multi-support and multi-dimensional earthquake excitations[J]. *Engineering Mechanics*, 2007, **24**(3): 97-103.(in Chinese))
- [7] 李永华, 李思明. 绝对位移直接求解的虚拟激励法[J]. 振动与冲击, 2009, **28**(10): 185-190.(LI Yong-hua, LI Si-ming. Pseudo excitation method based on solving absolute displacement[J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2009, **28**(10): 185-190.(in Chinese))
- [8] 石永久, 江洋, 王元清. 直接求解法在结构多点输入地震响应计算中的应用与改进[J]. 工程力学, 2011, **28**(1): 75-81.(SHI Yong-jiu, JIANG Yang, WANG Yuan-qing. Application and improvement of direct solving method in seismic response analysis of structures under multi-support excitations[J]. *Engineering Mechanics*, 2011, **28**(1): 75-81.(in Chinese))
- [9] 贾宏宇, 郑史雄. 直接求解多维多点地震动方程的虚拟激励法[J]. 工程力学, 2013, **30**(3): 341-346.(JIA Hong-yu, ZHENG Shi-xiong. Pseudo excitation method of direct solving ground motion equation of multi-dimensional and multi-support excitation[J]. *Engineering Mechanics*, 2013, **30**(3): 341-346.(in Chinese))
- [10] 曹资, 薛素铎. 空间结构抗震理论与设计[M]. 北京: 科学出版社, 2006: 113-225.(CAO Zi, XUE Su-duo. *Seismic Analysis and Design of Spatial Structures*[M]. Beijing: Science Press, 2006: 113-225.(in Chinese))

- [11] 李英民, 刘立平, 赖明. 工程地震动随机功率谱模型的分析 and 改进[J]. 工程力学, 2008, **25**(3): 43-48. (LI Ying-ming, LIU Li-ping, LAI Ming. Analysis and improvement of power random spectra of strong ground motions for engineering purpose[J]. *Engineering Mechanics*, 2008, **25**(3): 43-48. (in Chinese))
- [12] 屈铁军, 王君杰, 王前信. 空间变化的地震动功率谱的实用模型[J]. 地震学报, 1996, **18**(1): 55-62. (QU Tie-jun, WANG Jun-jie, WANG Qian-xin. Practical PSD ground motion model with spatial effect[J]. *Acta Seismologica Sinica*, 1996, **18**(1): 55-62. (in Chinese))
- [13] Lin J H, Zhao Y, Zhang Y H. Accurate and highly efficient algorithms for structural stationary nonstationary random responses[J]. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 2001, **191**(1/2): 103-110.

Non-Stationary Random Seismic Analysis of Large-Span Composite Beam Cable-Stayed Bridges Under Multi-Support and Multi-Dimensional Earthquake Excitations

ZHAO Lei¹, LIU Ning-guo²

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, P.R.China;

2. China Merchants Chongqing Communications Technology Research & Design Institute Co., Ltd., Chongqing 400067, P.R.China)

Abstract: To investigate the influences of non-stationary earthquake excitations on the random seismic responses of composite beam cable-stayed bridges, the non-stationary random seismic responses of a composite beam cable-stayed bridge were analyzed with the multi-dimensional and multi-support pseudo excitation method to directly solve the absolute displacements by means of general FEM software. The results demonstrate that the non-stationary random seismic responses of the composite beam cable-stayed bridge under multi-support and multi-dimensional earthquake excitations can be calculated efficiently with the pseudo-excitation method based on the absolute displacement solution. The stationary assumption for the structural design will usually lead to conservative results. The traveling wave effects are significant for the responses of the large-span composite beam cable-stayed bridge and will be favorable to the displacement at the tower top and the internal force at the tower bottom, instead will be adverse to the displacement and the internal force at the main beam centre.

Key words: composite beam cable-stayed bridge; pseudo-excitation method; non-stationary earthquake motion; traveling wave effect

Foundation item: The National Natural Science Foundation of China(51178394)

引用本文/Cite this paper:

赵雷, 刘宁国. 大跨度叠合梁斜拉桥多维多点非平稳随机地震响应分析[J]. 应用数学和力学, 2017, **38**(1): 118-125.

ZHAO Lei, LIU Ning-guo. Non-stationary random seismic analysis of large-span composite beam cable-stayed bridges under multi-support and multi-dimensional earthquake excitations [J]. *Applied Mathematics and Mechanics*, 2017, **38**(1): 118-125.