

Non-Stationary Random Excitations Seismic Response of Jinma Bridge in Guangdong

Baochu Yu^{1,2*}, Bin Xie²

¹State Key Laboratory of Structural Analysis for Industrial Equipment, Dalian University of Technology, Dalian

²Dalian Ocean University, Dalian

Email: *baochuyu@dlou.edu.cn, xiebin861208@126.com

Received: Oct. 22nd, 2012; revised: Nov. 26th, 2012; accepted: Dec. 5th, 2012

Copyright © 2013 Baochu Yu, Lixin Gao. This is an open access article distributed under the Creative Commons Attribution License, which permits unrestricted use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

Abstract: This paper takes Jinma Bridge in Guangdong with the concrete cable-stayed bridge tower and T shape system as an engineering example. Under P wave, SH wave, and SV wave excitations of random earthquake response, the girder and pylon peak response envelope of non-stationary excitation are mainly calculated by the efficient virtual excitation method and the precise time-integration method. This method is high efficient and the precision of the result meets require of engineering, which can be referred for similar engineering. In addition, the spatial variation of ground motion on the bridge with the cooperation system bridge under seismic response effect of regulations is discussed.

Keywords: The Concrete Cable-Stayed Bridge Tower; T Shape Cooperative System; Precise Time-Integration Method; Dynamic Spatial Effect; Non-Stationary Random Excitation

广东金马大桥多点非平稳随机激励下地震响应研究

余报楚^{1,2*}, 谢斌²

¹大连理工大学工业装备与结构分析国家重点实验室, 大连

²大连海洋大学, 大连

Email: *baochuyu@dlou.edu.cn, xiebin861208@126.com

收稿日期: 2012年10月22日; 修回日期: 2012年11月26日; 录用日期: 2012年12月5日

摘要: 以广东金马大桥的独塔混凝土斜拉桥与 T 构协作体系为工程算例, 对协作体系桥在 P 波、SH 波、SV 波的激励下非平稳激励情况下的随机地震响应进行分析, 在计算过程中并引入高效虚拟激励法和精细时程积分, 计算了主梁、主塔的峰值响应包络, 并对地震动空间效应对金马大桥这样的协作体系桥的地震反应影响规律作了讨论, 方法高效, 计算结果的精度能满足工程要求, 可以为同类工程所参考。

关键词: 独塔混凝土斜拉桥; T 构协作体系; 精细时程积分; 动空间效应; 非平稳随机激励

1. 引言

大跨度桥梁的抗震研究分析始终是土木工程界十分关注的问题^[1]。对于高烈度区的桥梁, 在强烈地震作用下, 结构可能进入高度非线性的受力状态, 桥梁的抗震分析一般以时程积分为主。对于在低烈度区

*通讯作者。

(例如广东肇庆及与其毗邻的香港)的桥梁, 结构大体上是在弹性或弱非线性状态工作, 桥梁的抗震分析以往一般是采用简便的反应谱方法^[2], 并假定所有的支座按完全相同的规律运动(且不计时间差)。这对于跨度不大的中小桥梁而言还是可以的。但是对于跨度达数百米甚至千米以上的桥梁, 就不合适了。因为这时

必须考虑由于地面变形而导致桥梁支座之间的相对运动,亦即要考虑多点不均匀激励。虚拟激励法作为一种新的功率谱分析法,从方法论上看,可以对上述被认为很困难的多点非均匀随机激励问题作精确高效的计算。但在工程上如何应用,效果如何,则还缺乏定量的研究。本文以广东金马大桥为例作了研究。金马大桥位于珠江三角洲西部,是广(州)肇(庆)高速公路上跨越西江的一座特大桥梁。如图1所示,桥梁全长1912.6m,其中主桥为双索面混凝土独塔斜拉桥与T型刚构的协作体系。斜拉桥双向对称悬臂长223m,两侧T构双向对称悬臂长60m,形成60m+283m+283m+60m的跨径组合。斜拉桥主梁标准断面由两侧的实体边主梁和间距为4m的横梁组成梁格体系,桥面板厚24cm,边主梁和横梁高2m,桥面宽28.6m。全桥共2×28对拉索,梁上索距8m。该桥独的结构体系引起了工程界的巨大关注,283m的跨度是目前世界上独塔混凝土斜拉桥的最大跨径。在对金马大桥这种独特的协作体系作多点非平稳激励地震响应分析时,引入了高效虚拟激励法和交叉使用虚拟激励法和精细积分法,计算结果是精确的,计算方法是高效的。

2. 非均匀调制演变随机激励

2.1. 演变功率谱密度

目前,在地震工程中应用较多的非平稳随机激励模型是由 Priestley^[3]提出的演变功率谱过程模型。它可表示为如下的 R-S (Riemann-Stieltjes) 积分:

$$Y(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} A(\omega, t) e^{i\omega t} d\alpha(\omega) \quad (1)$$

其中 $A(\omega, t)$ 为随时间慢变的确定性函数,称为非均匀调制函数。当 $t < 0$ 时, $A(\omega, t) = 0$ 。 $\alpha(\omega)$ 是一正交增量的复随机过程,满足关系式:

$$X(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} A(\omega, t) e^{i\omega t} d\alpha(\omega) \quad (2)$$

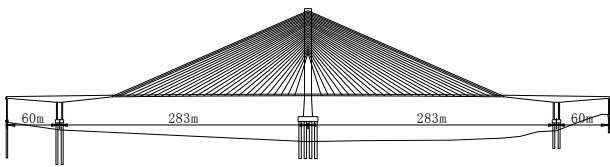


Figure 1. Jinma Bridge (Unit: m)
图1. 金马大桥(单位: m)

$$E[d\alpha(\omega_1)d\alpha(\omega_2)] = S_{xx}(\omega_1)\delta(\omega_2 - \omega_1)d\omega_1d\omega_2 \quad (3)$$

这里 $X(t)$ 是零均值的平稳随机过程, $S_{xx}(\omega)$ 为其自谱密度函数, δ 代表狄拉克函数。

如果 $Y_j(t)$ 、 $Y_k(t)$ 是实的非平稳随机过程, 可将其表达为:

$$\begin{aligned} Y_j(t) &= \int_{-\infty}^{+\infty} A_j(\omega, t) e^{i\omega t} d\alpha_j(\omega) \\ Y_k(t) &= \int_{-\infty}^{+\infty} A_k(\omega, t) e^{i\omega t} d\alpha_k(\omega) \end{aligned} \quad (4)$$

这里:

$$\begin{aligned} X_j(t) &= \int_{-\infty}^{+\infty} A_j(\omega, t) e^{i\omega t} d\alpha_j(\omega) \\ X_k(t) &= \int_{-\infty}^{+\infty} A_k(\omega, t) e^{i\omega t} d\alpha_k(\omega) \end{aligned} \quad (5)$$

则 $Y_j(t)$ 与 $Y_k(t)$ 的互相关函数可表示为^[2]:

$$\begin{aligned} R_{Y_j Y_k}(t_1, t_2) &= E[Y_j(t_1) * Y_k(t_2)] \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} A_j(\omega_1, t_1) A_k(\omega_2, t_2) e^{i\omega_2 t_2 - i\omega_1 t_1} \\ &\quad \times E[d\alpha_j(\omega_1) d\alpha_k(\omega_2)] \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} A_j(\omega_1, t_1) A_k(\omega_2, t_2) e^{i\omega(t_2 - t_1)} S_{X_j X_k}(\omega) d\omega \end{aligned} \quad (6)$$

其中:

$$\begin{aligned} E[d\alpha(\omega_1) d\alpha(\omega_2)] &= S_{xx}(\omega_1)\delta(\omega_2 - \omega_1)d\omega_1d\omega_2 \end{aligned} \quad (7)$$

当 $t_1 = t_2 = t$ 时, (7)式成为:

$$\begin{aligned} R_{Y_j Y_k}(t_1, t_2) &= \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} A_j(\omega_1, t_1) A_k(\omega_2, t_2) e^{i\omega(t_2 - t_1)} S_{X_j X_k}(\omega) d\omega \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} S_{Y_j Y_k}(\omega, t) d\omega \end{aligned} \quad (8)$$

其中:

$$E[d\alpha(\omega_1) d\alpha(\omega_2)] = S_{xx}(\omega_1)\delta(\omega_2 - \omega_1)d\omega_1d\omega_2 \quad (9)$$

为随机过程 $Y_j(t)$ 与 $Y_k(t)$ 的演变互功率谱密度函数。

2.2. 地面运动相关关系

若在绝对坐标系中地面参照点(不妨取为原点 O)加速度可表示为如下演变非平稳随机激励:

$$\ddot{U}_{bo}(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} A(\omega, t) e^{-i\omega t} d\alpha_o(\omega) \quad (10)$$

若假设地震地面波自该参照点运动至结构第 j 个地面节点的时间为 T_j ($j=1,2,\dots,N$)，不失一般性，可假设 $T_j \geq 0$ 。则由于行波效应而使结构第 j 个地面节点处的地面运动加速度为：

$$\ddot{U}_{bj}(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} A_j(\omega, t) e^{i\omega t} d\alpha_j(\omega) \quad (11)$$

其中：

$$A_j(\omega, t) = A(\omega, t - T_j) \quad (12)$$

任两地面节点处的地面运动加速度 $\ddot{U}_{bj}(t)$ 、 $\ddot{U}_{bk}(t)$ 的互相关函数为：

$$\begin{aligned} R_{U_{bj}U_{bk}}(t_1, t_2) &= E[\ddot{U}_{bj}(t_1) * \ddot{U}_{bk}(t_2)] \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} A_j(\omega_1, t_1) A_k(\omega_2, t_2) e^{i\omega_2 t_2 - i\omega_1 t_1} \times E[d\alpha_j(\omega_1) d\alpha_k(\omega_2)] \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} A_j(\omega_1, t_1) A_k(\omega_2, t_2) e^{i\omega(t_2 - t_1)} S_{X_j X_k}(\omega) d\omega \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} A(\omega, t_1 - T_j) e^{i\omega T_j} \sqrt{S_{X_j}} |\rho_{jk}| \sqrt{S_{X_k}} e^{-i\omega(t_2 - t_1)} d\omega \end{aligned} \quad (13)$$

全部 N 个地面节点处的地面运动加速度可写成向量形式为：

$$\{\ddot{U}_b(t)\} = \begin{Bmatrix} \int_{-\infty}^{+\infty} A_1(\omega, t) e^{i\omega t} d\alpha_1(\omega) \\ \int_{-\infty}^{+\infty} A_2(\omega, t) e^{i\omega t} d\alpha_2(\omega) \\ \vdots \\ \int_{-\infty}^{+\infty} A_N(\omega, t) e^{i\omega t} d\alpha_N(\omega) \end{Bmatrix} \quad (14)$$

其相关函数矩阵为：

$$\begin{aligned} & [R_{U_b U_b}(t_1, t_2)] \\ &= E[\{\ddot{U}_b(t_1)\} * \{\ddot{U}_b(t_2)\}^T] \\ &= E \left[\begin{Bmatrix} \int_{-\infty}^{+\infty} A(\omega_1, t - T_1) e^{-i\omega_1 t_1} d\alpha_1^*(\omega_1) \\ \int_{-\infty}^{+\infty} A(\omega_2, t - T_2) e^{-i\omega_2 t_2} d\alpha_2^*(\omega_2) \\ \vdots \\ \int_{-\infty}^{+\infty} A(\omega_N, t - T_N) e^{-i\omega_N t_N} d\alpha_N^*(\omega_N) \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \int_{-\infty}^{+\infty} A(\omega_1, t - T_1) e^{-i\omega_1 t_1} d\alpha_1(\omega_1) \\ \int_{-\infty}^{+\infty} A(\omega_2, t - T_2) e^{-i\omega_2 t_2} d\alpha_2(\omega_2) \\ \vdots \\ \int_{-\infty}^{+\infty} A(\omega_N, t - T_N) e^{-i\omega_N t_N} d\alpha_N(\omega_N) \end{Bmatrix}^T \right] \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} [A(\omega, t_1)] \begin{bmatrix} E[d\alpha_1^*(\omega_1) d\alpha_1(\omega_2)] & E[d\alpha_1^*(\omega_1) d\alpha_2(\omega_2)] & \cdots & E[d\alpha_1^*(\omega_1) d\alpha_N(\omega_2)] \\ E[d\alpha_2^*(\omega_1) d\alpha_1(\omega_2)] & E[d\alpha_2^*(\omega_1) d\alpha_2(\omega_2)] & \cdots & E[d\alpha_2^*(\omega_1) d\alpha_N(\omega_2)] \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ E[d\alpha_N^*(\omega_1) d\alpha_1(\omega_2)] & E[d\alpha_N^*(\omega_1) d\alpha_2(\omega_2)] & \cdots & E[d\alpha_N^*(\omega_1) d\alpha_N(\omega_2)] \end{bmatrix} \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} [A(\omega, t_1)] [S(i\omega)] [A(\omega, t_2)] e^{i\omega(t_2 - t_1)} d\omega \end{aligned} \quad (15)$$

式中：

$$[A(\omega, t)] = \begin{bmatrix} A(\omega, t - T_1) & & & 0 \\ & A(\omega, t - T_2) & & \\ & & \ddots & \\ 0 & & & A(\omega, t - T_N) \end{bmatrix} \quad (16)$$

$[S(i\omega)]$ 为演变非平稳随机地面加速度对应的零均值平稳随机过程的功率谱密度函数矩阵。将非负定 Hermitian 矩阵代入(15)式, 得:

$$R_{U_{bj}U_{bk}}(t_1, t_2) = \int_{-\infty}^{+\infty} [A(\omega, t_1)][P]^T * [P][A(\omega, t_2)] e^{i\omega(t_2-t_1)} d\omega \quad (17)$$

其中:

$$P = [e^{-i\omega T}] [S_X][Q] \quad (18)$$

由于 $A_j(\omega, t)$ 是随 $P = [e^{-i\omega T}] [S_X][Q]$ 时间慢变的确定性函数, 则第 j 个地面节点处的地面运动位移不难推得为:

$$U_{bj}(t) = -\frac{1}{\omega^2} \int_{-\infty}^{+\infty} A(\omega, t-T_j) e^{i\omega t} d\alpha_j(\omega) \quad (19)$$

仿照(17)式的推导, 得到全部 N 个地面节点处的地面运动位移 $\{U_b(t)\}$ 与 $\{\dot{U}_b(t)\}$ 的相关函数矩阵为:

$$\begin{aligned} R_{U_{bj}U_{bk}}(t_1, t_2) &= E[\{U_b(t_1)\} * \{U_b(t_2)\}^T] \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} -\frac{1}{\omega^2} \int_{-\infty}^{+\infty} [A(\omega, t_1)][P]^T * [P][A(\omega, t_2)] e^{i\omega(t_2-t_1)} d\omega \end{aligned} \quad (20)$$

同理 $\{U_b(t)\}$ 的相关函数矩阵为:

$$\begin{aligned} R_{U_{bj}U_{bk}}(t_1, t_2) &= E[\{U_b(t_1)\} * \{U_b(t_2)\}^T] \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} [A(\omega, t_1)][P]^T * [P][A(\omega, t_2)] e^{i\omega(t_2-t_1)} d\omega \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} -\frac{1}{\omega^2} \int_{-\infty}^{+\infty} [A(\omega, t_1)][P]^T * [P][A(\omega, t_2)] e^{i\omega(t_2-t_1)} d\omega \end{aligned} \quad (21)$$

2.3. 调制函数

为了简化分析, 常假定调制函数 $A(\omega, t)$ 与 ω 无关, 即 $A(\omega, t) = g(t)$, 称 $g(t)$ 为均匀调制函数。

$$Y(t) = g(t) \int_{-\infty}^{+\infty} e^{i\omega t} d\alpha(\omega) = g(t) X(t) \quad (22)$$

这种简化确实使相应的结构响应分析难度大为降低。但是这种简单的均匀调制方式忽略了振动能量随频率分布的非平稳性。考虑地震动的频谱非平稳性对结构的地震反应有时是非常重要的, 这方面的研究已日益引起重视。

3. 多点输入非平稳随机地震响应分析的虚拟激励算法

3.1. 非平稳随机地面运动方程的求解

结构在非平稳随机地震激励作用下, 其动态相对位移 $\{Y_r\}$ 仍满足方程

$$M_{ss} \ddot{u}_{vs} + C_{ss} \dot{u}_{vs} + K_{ss} u_{vs} = -M_{ss} \{E\} \ddot{x}_g$$

而激励向量 $\{\ddot{U}_b\}$ 是非均匀调制演变随机过程。仍然采用振型叠加法来进行求解, 得到:

$$\ddot{V} + C\dot{V} + \Omega^2 V = \Phi^2 [W] \{U_b\} \quad (23)$$

当结构的阻尼为正交阻尼时, 方程(22)可解耦为:

$$\ddot{v}_j + \xi_j \omega_j \dot{v}_j + \omega_j^2 v_j = \{\Phi_j\}^T [W] \{U_b\} \quad (24)$$

将方程(24)的解 v_j 在时域内表示为(设结构在初始时刻静止)则动态相对位移 $\{Y_r\}$ 的时域解为:

$$\begin{aligned} \{Y_r(t)\} &= [\Phi] \int_0^t [h(t-\tau)] [\Phi]^T [W] \{\ddot{U}_b(\tau)\} d\tau \end{aligned} \quad (25)$$

仍将拟静位移表达为

$$\begin{aligned} \{Y_r(t)\} &= [Z] \{U_b\} \\ &= -[K_s]^{-1} [K_{sb}] [E_{mN}] \{U_b\} \end{aligned} \quad (26)$$

而 $\{U_b\}$ 为非平稳随机地面运动位移。

3.2. 绝对位移的相关函数

绝对位移 $\{X_s\} = \{Y_s\} + \{Y_r\}$ 的相关函数矩阵可表示为:

$$\begin{aligned} & [R_{X_s X_s}(t_1, t_2)] \\ &= E[\{X_s(t_1)\} * \{X_s(t_2)\}^T] \\ &= E[\{Y_s(t_1)\} * \{Y_s(t_2)\}^T] + E[\{Y_r(t_1)\} * \{Y_s(t_2)\}^T] \\ &\quad + E[\{Y_s(t_1)\} * \{Y_r(t_2)\}^T] + E[\{Y_r(t_1)\} * \{Y_r(t_2)\}^T] \\ &= [R_{ss}(t_1, t_2)] + [R_{rs}(t_1, t_2)] + [R_{sr}(t_1, t_2)] + [R_{rr}(t_1, t_2)] \end{aligned} \quad (27)$$

3.3. 绝对位移的功率谱密度函数

令 $t_1 = t_2 = t$, 则由(27)式:

$$\begin{aligned}
 [S_{X_s X_s}(\omega, t)] &= [S_{Y_r Y_r}(\omega, t)] + [S_{Y_s Y_s}(\omega, t)] + [S_{Y_r Y_s}(\omega, t)] + [S_{Y_s Y_r}(\omega, t)] \\
 &= [I_r(\omega, t)]^* [I_r(\omega, t)]^T - \frac{1}{\omega^2} [I_r(\omega, t)]^* [I_s(\omega, t)]^T - \frac{1}{\omega^2} [I_s(\omega, t)]^* [I_r(\omega, t)]^T + \frac{1}{\omega^4} [I_s(\omega, t)]^* [I_s(\omega, t)]^T \\
 &= \left\{ [I_r(\omega, t)] - \frac{1}{\omega^2} [I_s(\omega, t)] \right\} \times \left\{ [I_r(\omega, t)] - \frac{1}{\omega^2} [I_s(\omega, t)] \right\}^T
 \end{aligned} \tag{28}$$

其中

$$[I_r(\omega, t)] = [\Phi] \int_{-\infty}^{+\infty} h(t - \tau_1) [\Phi]^T [W] [A(\omega, \tau_1)] [P] d\tau \tag{29}$$

$$\begin{aligned}
 [I_s(\omega, t)] &= [Z] [A(\omega, t)] [P] e^{i\omega t} \\
 &= -[K_s]^{-1} [K_{sb}] [E_{mN}] \{U_b\}
 \end{aligned} \tag{30}$$

3.4. 非平稳多点激励的虚拟激励算法

比较(24)式与(29)式不难看出, 矩阵 $[I_r(\omega, t)]$ 的每一列实际上是结构在以加速度矩阵 $[A(\omega, t)] [P] e^{i\omega t}$ 的对应列为激励的作用下的瞬态响应。因此, 不妨虚拟构造矩阵:

$$[\dot{U}_b^p(\omega, t)] = [A(\omega, t)] [P] e^{i\omega t} \tag{31}$$

该矩阵由 N 个 n 维向量组成, 每个向量都可以看成为一个确定性的加速度激励, 则可得到 N 个虚拟动态相对位移响应矩阵:

$$\begin{aligned}
 [I_r(\omega, t)] &= [\Phi] \int_{-\infty}^{+\infty} h(t - \tau_1) [\Phi]^T [W] [A(\omega, \tau_1)] [P] d\tau \\
 &= [\Phi] \int_{-\infty}^{+\infty} h(t - \tau_1) [\Phi]^T [W] [\dot{U}_b^p(\omega, \tau_1)] d\tau
 \end{aligned} \tag{32}$$

由(32)式, 得到虚拟拟静位移矩阵:

$$\begin{aligned}
 [Y_s^p(\omega, t)] &= \frac{1}{\omega^2} [Z] [A(\omega, t)] [P] e^{i\omega t} \\
 &= \frac{1}{\omega^2} [I_s(\omega, t)]
 \end{aligned} \tag{33}$$

由公式(28), 下式成立

$$\begin{aligned}
 [Y_r^p(\omega, t) + Y_s^p(\omega, t)]^* [Y_r^p(\omega, t) + Y_s^p(\omega, t)]^T \\
 = [S_{X_s X_s}(\omega, t)]
 \end{aligned} \tag{34}$$

由于随机激励已经转化为确定性激励, 在实际计算精细积分法来计算响应, 计算效率进一步得到提高。

由于 $A_j(\omega, t)$ 是随时间慢变的确定性函数, 则对

应的虚拟地面位移(设结构初始静止)矩阵为

$$\begin{aligned}
 [U_b^p(\omega, t)] &= -\frac{1}{\omega^2} [\ddot{U}_b^p(\omega, t)] \\
 &= -\frac{1}{\omega^2} [A(\omega, t)] e^{i\omega t}
 \end{aligned} \tag{35}$$

通过提取变换和坐标转换, 可求得节点或单元的内力 $[N_e]$, 进而得到内力响应谱矩阵为:

$$[S_{N_e N_e}] = [N_e]^* [N_e]^T \tag{36}$$

对于任一内力 N_i , 它的时变方差为:

$$\sigma_{N_i}^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{N_i N_i}(\omega, t) d\omega \tag{37}$$

3.5. 非平稳随机过程峰值响应的计算

非平稳随机激励下结构峰值响应的计算也引起了很多学者的关注, 然而由于问题的复杂性, 以前仅仅是一些简单的结构的问题可以计算, 现在因为采用了虚拟激励法, 能够有效的解决这一复杂结构体系的该类问题。

对于非平稳地震激励下结构的非平稳随机响应, 可采用一个持时为 τ (强度超过峰值 50%的振动时间)的等效平稳随机过程代替该非平稳随机过程。设结构在非平稳随机地震激励下任一响应时变功率谱密度 $S_{yy}(\omega, t)$ 已知, 则可在等效平稳持时 τ 内, 对该时变功率谱密度取平均, 得到等效平稳响应功率密度函数:

$$S'_{yy}(\omega) = \frac{1}{\tau} \int_{t_0}^{t_0 + \tau} S_{yy}(\omega, t) dt \tag{38}$$

参数 t_0 和 τ 分别为:

$$t_0 = t_1 / \sqrt{2}, \quad \tau = t_2 + \ln 2 / c - t_1 / \sqrt{2} \tag{39}$$

通过上式(39)可以获得与原非平稳随机响应平均能量分布, 强震持时和地震强度基本一致的平稳随机过程, 之后可以按照平稳随机过程来计算结构的峰值响应。

4. 非平稳随机激励下协作体系的地震响应研究分析

地震观测表明，地面运动大体上可分为三个阶段：第一阶段从静止开始逐渐增强，具有小振幅与小周期，主要反映地震纵波；第二阶段具有大振幅，振动周期与第一阶段相似或稍大，主要反映地震横波；第三阶段具有长周期，振幅逐渐衰减至零。在整个地震动过程中，地面运动呈现出明显的非平稳性。因此，将地震作用简化为强度和频率分量皆为非平稳的随机过程是比较合理的。

对金马大桥协作体系作多点非一致随机地震响应分析取前 120 阶振型进行振型叠加。积分频率间隔为 0.05 rad/s，积分步数为 800，取阻尼比为 0.02，引

入高效虚拟激励算法^[4-6]，精确地处理了随机激励的非平稳性，并精确地考虑多点激励之间的行波效应、部分相干效应以及局部效应，使这一方法成功应用于有 17,201 个自由度，48 个地面激励节点的金马大桥协作体系工程，其中多点平稳/非平稳随机响应分析自动包含了所有地面激励之间的互相关项，也自动包含了所有参振振型之间的互相关项，所以是精确的，完整的 CQC(完全二次结合)算法。这一以往被认为很困难的问题由于引入虚拟激励而被精确地转化为普通的逐步积分问题，然后本文用精细积分方法^[7,8]来计算，从而进一步大大加快了计算速度。因此，这一理论上精确严格、实施时方便快速的新方法，可以为今后类似的大跨度结构的工程抗震分析提供了十分有力的工具。其计算结果如图 2~4 所示。

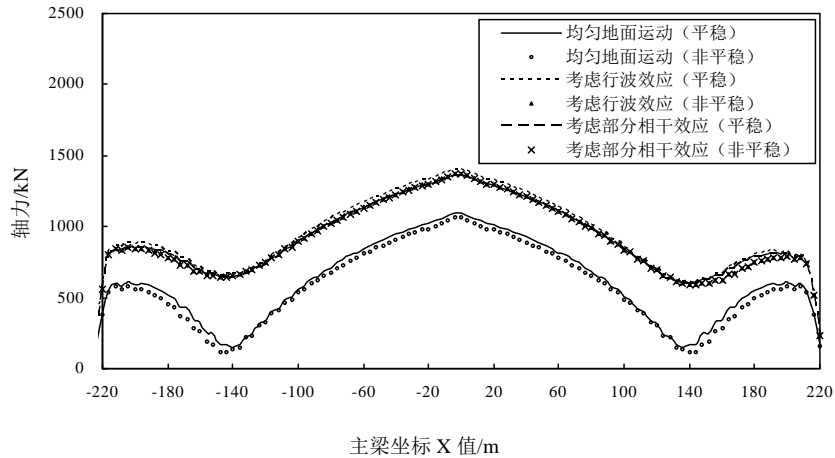


Figure 2. Axial force force peak response of main tower subjected to P wave excitation (damping ratio is 0.02)
图 2. P 波下主梁轴力峰值响应分布(阻尼比 0.02)

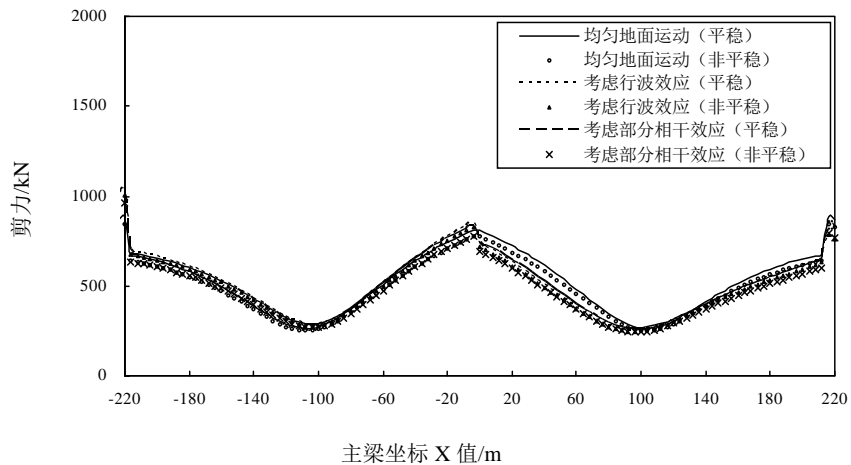


Figure 3. Lateral Shearing force peak response of main girder subjected to SH wave excitation (damping ratio is 0.02)
图 3. SH 波下主梁横向剪力峰值响应分布(阻尼比 0.02)

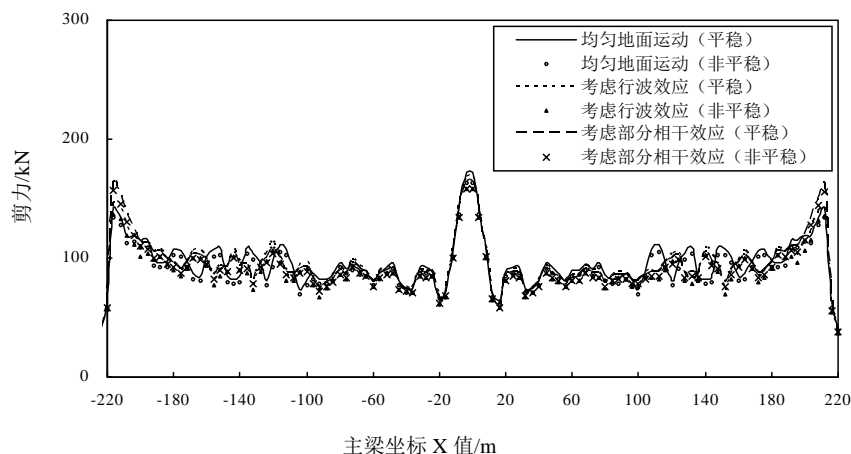


Figure 4. Vertical shearing force peak response of main tower subjected to SV wave excitation (damping ratio is 0.02)
图 4. SV 波下主梁竖向剪力峰值响应分布(阻尼比 0.02)

计算结果表明:

1) 考虑多点非平稳激励所进行的随机响应明显的比多点平稳随机激励响应峰值下降。

2) 考虑地震动的空间效应和其中尤其是空间效应里面的行波效应能使响应峰值改变 40%左右。

3) 本文成功交叉引用高效虚拟激励法和精细时程积分法,使这类问题的求解变得方便,计算结果表明考虑激励的非平稳性对协作体系的地震响应研究有重要的影响。

5. 结论

1) 文中以金马大桥为算例,引入高效虚拟激励法和精细时程积分法,就地震波类型(P波、SH波和SV波)、地震动的空间效应、非平稳性对协作体系桥的地震响应的影响作了详细的探讨。

2) 对于这种特大跨径的协作体系,考虑激励的非平稳性会使得相应的响应峰值减小较大,所以在进行

这样的特大协作体系工程的精确地震响应研究分析时必须加以考虑计算。

参考文献 (References)

- [1] 范立础, 胡世德, 叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计[M]. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [2] 胡聿贤. 地震工程学[M]. 北京: 地震出版社, 1981.
- [3] M. B. Priestley. Evolutionary spectra and non-stationary random process. Journal of the Royal Statistical Society. Series B, 1965, 28(2): 204-230.
- [4] 林家浩. 非平稳随机地震响应的精确高效算法[J]. 地震工程与工程振动, 1993, 13(1): 24-29.
- [5] 林家浩, 张亚辉. 随机振动的虚拟激励法[M]. 北京: 科学出版社, 2004.
- [6] 张亚辉, 林家浩. 考虑频率及振幅非平稳性及行波效应时结构随机地震响应分析[J]. 计算力学学报, 1997, 1(14): 2-8.
- [7] 钟万勰. 结构动力方程的精细时程积分方法[J]. 大连理工大学学报, 1994, 34(2): 131-136.
- [8] 林家浩, 李建俊, 张文首. 结构受多点非平稳随机地震激励的响应[J]. 力学学报, 1995, 27(5): 567-576.