

文章编号 : 0258-2724(2000)05-0475-05

大跨度钢管混凝土拱桥时域抖振分析

罗 雄¹, 潘言喻²

(1. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031 ; 2. 中国铁道总公司第十一工程局, 湖北 襄樊 441300)

摘 要 :探讨了利用非平稳随机过程理论和少量的实际风速记录模拟自然风,并以此作为桥址处的自然风用时域抖振分析方法对某系杆拱桥进行抖振时域分析。通过将计算结果与风洞试验结果的比较,发现二者误差不大。

关键词 :拱桥 ; 抖振分析 ; 风洞试验 ; 抗风设计

中图分类号 : U448.2 **文献标识码 :** A

Buffeting Analysis for Concrete-Filled Tubular Arch Bridge in Time Domain

LUO Xiong¹, PAN Yan-yu²

(1. School of Civil Eng., Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China ; 2. The No. 11 Eng. Bureau of China Railway Construction Head Office, Xiangfan 441300, China)

Abstract : The method using the theory of nonstationary random process and a few real wind-velocity records to simulate natural wind is discussed. Then by taking the simulation results as the natural wind in the bridge address, the buffeting analysis in time domain is carried out for an arch bridge of linking pole. A comparison of the calculated results with those obtained by wind tunnel tests shows little difference between them.

Key word : arch bridges ; buffeting analysis ; wind tunnel tests ; wind resisting design

随着科学技术的不断进步,桥梁的跨径正朝大跨度方向发展。桥梁跨径的增大亟需解决桥梁的抗风问题,而其中的关键是解决抖振问题。抖振是一种限幅振动,它虽不象颤振那样使整体结构破坏,但可使桥梁不能正常运营,在抖振响应过大的情况下还会使结构的某些部件发生疲劳破坏。

以前,对抖振的研究仅限于频域内进行,后来,由于桥梁的跨径以及桥型的不断发展,非线性的影响变得不可忽略,而频域方法又不能解决非线性计算,因此,时域抖振分析方法就显示出其优越性。

时域抖振分析方法的前提是要有风速时程,因此,在进行抖振分析之前,要模拟桥址处的自然风场。在时域分析时,模拟自然风场的一般方法是用平稳随机过程进行的,这样处理所做的简化太多。本文中提出一种不用做复杂简化的模拟方法,即利用实际风速记录和非平稳随机过程理论模拟自然风的方法,并用此模拟结果对某钢管拱桥进行时域抖振分析。

1 自然风的模拟

1.1 基本理论和公式

$X_0(t)$ 为时间段 T_0 内的实际观测记录,考虑记录在 $t=0$ 时开始,在 $t=T_0$ 时结束,在 $[0, T_0]$ 区间外为 0, $X_0(\omega)$ 为 $X_0(t)$ 的富氏变换,有如下式^[1~3]

$$X_0(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} X_0(\omega) \exp(i\omega t) d\omega \quad (1)$$

$$X_0(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} X_0(t) \exp(-i\omega t) dt \quad (2)$$

通过使用相角 $\zeta_0(\omega)$, $X_0(\omega)$ 和 $X_0(t)$ 可写成

$$X_0(\omega) = |X_0(\omega)| \exp\{i\zeta_0(\omega)\} \quad (3)$$

$$X_0(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} |X_0(\omega)| \exp\{i[\omega t + \zeta_0(\omega)]\} d\omega \quad (4)$$

式中: $|X_0(\omega)| = |X_0(-\omega)| = X_0(t)$ 的富氏(振幅)谱。

在观测记录 $X_0(t)$ 的基础上, 构造一个非平稳随机过程 $X(t)$ 如下

$$X(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} |X_0(\omega)| \exp\{i[\omega t + \zeta_0(\omega) + \phi(\omega)]\} d\omega \quad (5a)$$

用样本函数 $X^{(k)}(t)$ 的形式写为

$$X^{(k)}(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} |X_0(\omega)| \exp\{i[\omega t + \zeta_0(\omega) + \phi^{(k)}(\omega)]\} d\omega \quad (5b)$$

式中: $\phi^{(k)}(\omega)$ 为随机过程 $\phi(\omega)$ 在 ω 时的一个样本函数。

观察上面几个等式, $X^{(k)}(t)$ 的相角可表为

$$\zeta^{(k)}(\omega) = \zeta_0(\omega) + \phi^{(k)}(\omega) \quad (6)$$

选择下面的形式表达 $\phi(\omega)$

$$\phi(\omega) = \Phi \operatorname{sgn}(\omega) \quad (7)$$

式中: Φ 为随机变量, sgn 为符号函数。

其样本函数 $\phi^{(k)}(\omega)$ 给出如下

$$\phi^{(k)}(\omega) = \Phi^{(k)} \operatorname{sgn}(\omega) \quad (8)$$

式中: $\phi^{(k)}(\omega)$ 为 Φ 的一个样本值。

事实上, $X^{(k)}(t)$ 是一个实函数, 要求 $\phi^{(k)}(\omega)$ 是奇函数, 于是利用了符号函数 $\operatorname{sgn}(\omega)$ 。模拟过程 $X(t)$ 的富氏变换以下面的形式作为式(5a)的逆富氏变换给出。

$$X(\omega) = |X_0(\omega)| \exp\{i[\zeta_0(\omega) + \phi(\omega)]\} = X_0(\omega) \exp\{i\phi(\omega)\} \quad (9)$$

将式(5a)改写成如下形式

$$X(t) \approx \sqrt{2} \sum_{k=1}^n \sqrt{S_1(\omega_k) \Delta\omega} \cos\{\omega_k t + \phi(\omega_k)\} \Delta\omega \quad (10)$$

式中: $S_1(\omega) = 2S_0(\omega)$ 为单侧均方谱密度; $\omega_k = k\Delta\omega$ 和 $n\Delta\omega = \omega_n$ 为上截断频率(在 $S_1(\omega)$ 之外的)接近于0。因 $\zeta_0(\omega) + \phi(\omega)$ 是 ω 的奇函数, $\phi(\omega)$ 已被(7)式定义, 可重写(5a)式如下

$$X(t) = \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} |X_0(\omega)| \cos\{\omega t + \zeta_0(\omega) + \phi\} d\omega \quad (11)$$

或等价于

$$X(t) = X_0(t) \cos\phi - \dot{X}_0(t) \sin\phi \quad (12)$$

其中

$$X_0(t) = \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} |X_0(\omega)| \cos\{\omega t + \zeta_0(\omega)\} d\omega \quad (13)$$

是观测记录, 而

$$\dot{X}_0(t) = \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} |X_0(\omega)| \sin\{\omega t + \zeta_0(\omega) + \phi\} d\omega \quad (14)$$

是观测记录 $X_0(t)$ 的希尔伯特变换。

式(12)给出的过程 $X(t)$ 称为“第一种基于数据的非平稳随机过程”。这种过程很明显是单变量和一维的。

1.2 模拟结果

在本算例中的原记录是北京大气物理研究所在某观测站上的一段实际观测记录。原记录 $X_0(t)$ 的长度: 取起点 $t=0$ 终点 $T_0=200$ s, 即 $X_0(t)$ 的 t 取值区间为 $[0, 200]$ 。该记录的平均风速为 $\bar{U}=36$ m/s。

为了更好地利用上述理论 ,并满足其适用条件 ,在进行风速模拟之前对原记录做了一简单的处理。风可以认为是由平均风和在平均风基础上的脉动风合成的 ,而平均风是不变的部分(对某一具体记录而言) ,变化的只是脉动风 ,那么 ,在风速模拟的时候 ,暂不考虑平均风 ,而仅模拟脉动风部分(即将原记录减去平均风的部分) 。图 1 就是没有考虑平均风的脉动风速。图 2 是模拟产生的脉动风速样本之一。

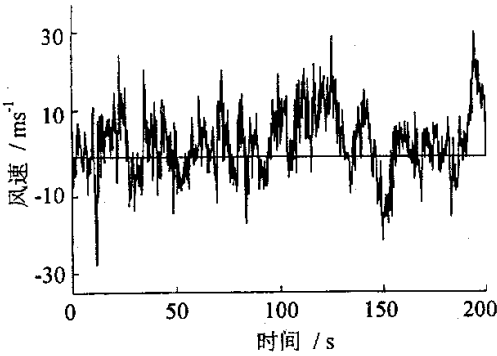


图 1 原记录的脉动风

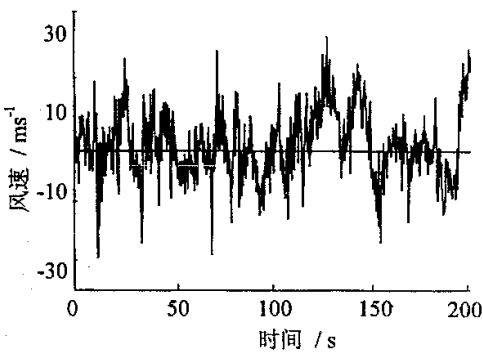


图 2 模拟产生的脉动风速样本

2 抖振力

桥梁结构的抖振力一般用 3 分力表示 ,抖振力的 3 分力表示为阻力

$$D = \left(\frac{1}{2} \rho U^2 \right) C_D A \tag{15}$$

升力

$$L = \left(\frac{1}{2} \rho U^2 \right) C_L B \tag{16}$$

俯仰力矩

$$M = \left(\frac{1}{2} \rho U^2 \right) C_M B^2 \tag{17}$$

式中 $(1/2) \rho U^2$ 为气流的动压 ; A 为主梁单位长度的侧向投影高度 ; B 为主梁单位长度的桥宽(桥梁顺风向的水平投影长度) ; C_D , C_L 和 C_M 分别是各空气力分量的阻力、升力、扭转力矩静力系数 ,由风洞试验获得。

在处理抖振力时将脉动风速与时间和高度有关的量分开处理。脉动风随时间变化的部分是个动态量 ,在计算时作为一个独立部分处理 ;另一部分仅随高度变化 ,对于某一具体节点而言也可视为常量 ,与其它常量和系数作为另一个部分 ,最后将二者相乘作为 3 分力加在结构上。

在 3 分力表达式中 , U 表示风速。对于抖振问题 ,研究的是脉动风 ,因此 , U 是随时间变化的量。又由于桥梁结构的每个节点处于不同的高度 ,那么 , U 还随高度变化。关于风速沿桥梁高度的变化 ,本文中按指数规律处理。

风剖面的表达式如下

$$U(z,t) = U_{10}(t) \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \tag{18}$$

式中 z 为所研究节点距基准点(通航水位)的高度 ; $U_{10}(t)$ 为 10 m 高处 的风速 ; α 为地表粗糙度 ,本文按Ⅰ类地表粗糙度取 $\alpha = 0.12$ 。

由于本文中的模拟风场的方法独特 ,没有按普通方法考虑气动导纳问题。在具体计算时 ,参考文献 [4] 的办法确定气动导纳系数。原记录的平均风速与桥址处的平均风速不一致 ,但模拟风速时并未考虑平均风速在内 ,故样本的平均风速可按桥址处的实际平均风速取之。

3 时域抖振分析算例

本文中作时域抖振分析的大跨度钢管混凝土拱桥算例系三拱桥式,中拱拱肋采用钢管混凝土,跨度达 344.0 m(为目前世界同类第一),净矢高为 74.075 m,边拱采用 C35 普通钢筋混凝土材料,跨度为 71.96 m,拱趾处与钢筋混凝土支座固接。桥面计算宽度为 35.95 m。中拱与桥面横梁的连接办法是:拱高出桥面部分采用高强钢铰线连接,拱低于桥面部分采用钢管混凝土立柱连接。边拱与桥面连接均采用钢筋混凝土立柱。桥面横梁与横梁之间均由桥面板连接,并在桥面板上浇注混凝土铺装层,使桥面连成一体。

3.1 计算简图

计算中对于钢管混凝土采用换算截面法考虑截面的几何特性,采用有限元法对该桥作空间线性抖振分析,计算模型见图 3。

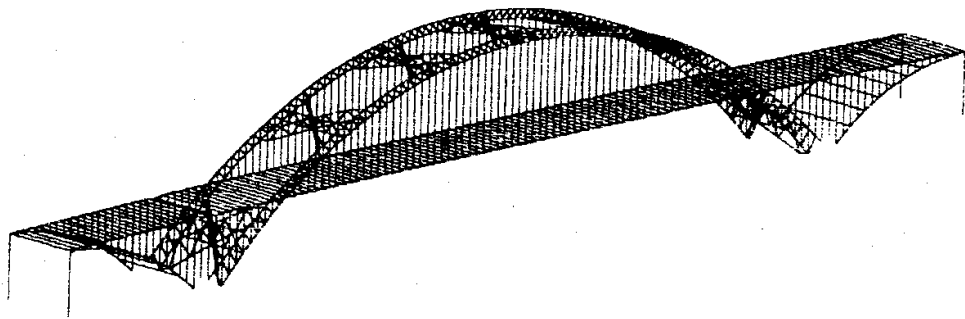


图 3 拱桥的计算模型

3.2 计算结果

以下给出的抖振分析结果系按平均风以及脉动风所得响应叠加得出,抖振响应输出结果的时间长度为 200 s,其中,抖振内力的剪力和扭矩较小,在本文中未列出。

(1) 抖振位移

在上风侧跨中桥面节点侧向位移时程中,其最大抖振位移为 21.93 cm;在上风侧主拱拱顶节点侧向位移时程中,其最大抖振位移为 43.86 cm,也是全桥最大侧向抖振位移。

(2) 最大抖振内力时程

图 4 和图 5 列出了最大的抖振内力时程。

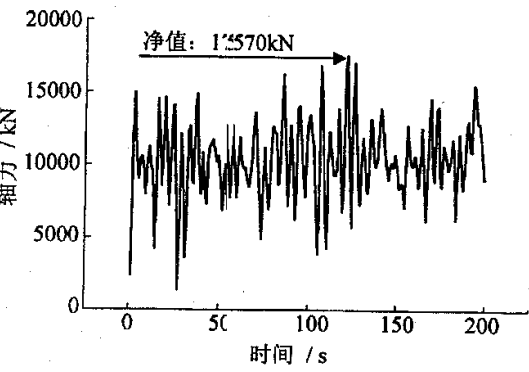


图 4 下风侧拱趾上弦杆轴力时程

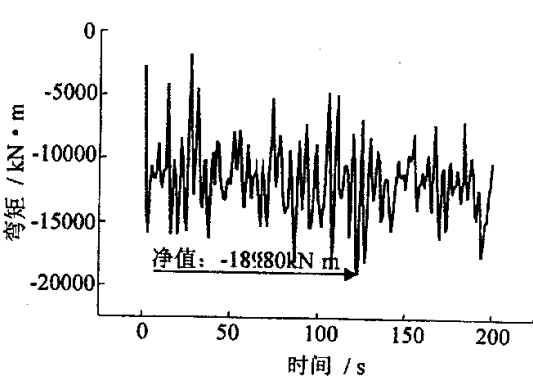


图 5 下风侧拱趾下弦杆弯矩时程

3.3 分析

通过以上计算可知,丫髻沙大桥的最大抖振位移发生在主拱拱顶,其值为 43.86 cm,其次是跨中桥面处,其最大抖振位移为 21.93 cm。

大桥的抖振内力共有 6 个分量 ,由于两个方向的剪力和扭矩较小 ,文中没有加以讨论 ,仅考虑轴力和一个方向的较大弯矩。由计算可知 ,最大抖振轴力发生在下风侧主拱拱趾处的上弦杆 ,其值为 17 570 kN ;最大抖振弯矩发生在下风侧主拱拱趾处的下弦杆 ,其值为 18 980 kN·m。表 1 列出了部分计算结果与该桥的风洞试验相应部分的结果并计算动力放大系数。

表 1 风洞试验结果与抖振计算结果

序号	项目	最大位移/cm	最大轴力/kN	最大弯矩/kN·m
1	平均风响应	29.98	12 490.0	14 400.0
2	抖振响应	43.86	17 570.0	18 980.0
3	放大系数	1.46	1.41	1.32

表 1 中 :
(1) 平均风响应系风洞试验值 ,抖振响应系本文中计算值 ;
(2) 最大位移值发生在主拱拱顶 ,最大轴力值发生在下风侧拱趾上弦杆 ,最大弯矩发生在下风侧拱趾下弦杆。
由表 1 可知 ,该桥的动力放大系数不足 1.5 ,说明其动力响应不太明显 ,与斜拉桥和悬索桥相比 ,其刚度较大 ,抗风能力较强 ,抖振对该桥的影响较小。

4 结束语

抖振始终是桥梁不可避免的一种随机振动 ,对大跨度桥梁抖振计算方法的研究也是解决其抗风问题的关键。
本文中从风的本性出发 ,利用非平稳随机过程模拟理论 ,通过少量的实际风速记录 ,产生大量的随机脉动风样本 ,并将该样本用于桥梁抖振计算。这种抖振分析方法目前还不完善 ,比如 ,实际风速记录的选取 ,记录选择多长时间 ,要选择几条实际记录才有代表性以及平均风对脉动风的影响等 ,都有待进一步深入研究和探讨。
经过实例计算分析并与风洞试验比较 ,本文中提出的计算桥梁抖振的方法是可行的。

参考文献 :

[1] Ishikawa H , Mitsuma H , Shinozuka M. Digital simulation of nonstationary random processes and its applications[J]. Masanobu The Kagawa University Economic Review , 1979 ; 52 : 3 ~ 4.
[2] Shinozuka M , Sato Y. Simulation of nonstationary random processes[J]. ASCE , 1967 ; 93 (EM1) : 11 ~ 40.
[3] 陈英俊 ,罗雄 ,刘振生等 .关于我国桥梁设计规范中风荷载规定的若干问题[A].第四届(1994 年)全国风工程及工业空气动力学学术会议论文集[C]. 1994 : 143 ~ 148.
[4] 陈英俊 ,于希哲 .风荷载计算[M].北京 :中国铁道出版社 ,1998 : 186 ~ 244.