

大跨度拱桥的等效风荷载

杨詠昕, 周 锐, 葛耀君

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要: 基于一些大跨度拱桥的工程实例, 采用分段评估方法研究了典型拱肋的静力风荷载, 采用惯性荷载法分析了抖振和涡振的等效静力风荷载, 并对拱肋和主梁分别进行了总风荷载的综合评估。结果表明: 分段评估方法用于计算拱肋的静力风荷载是合理实用的; 提出的雷诺数效应修正公式有助于预测包含圆截面构件拱肋的原型拱桥的静力风荷载; 采取不同的等效风荷载组合形式分析和评估了大跨度拱桥不同构件的风荷载效应。

关键词: 大跨度拱桥; 等效风荷载; 分段评估方法; 雷诺数; 抖振; 涡激共振; 综合评估

中图分类号: U442.54; U448.5

文献标志码: A

Key words: long-span arch bridge; equivalent wind loading; segmental evaluation method; Reynolds number; buffeting; vortex-induced vibration; comprehensive evaluation

拱桥是一种历史悠久的桥型, 最早的拱桥建造可以追溯到 2000 年以前。自 2001 年起, 大跨度拱桥进入了一个新的建设时代, 拱桥的跨度迅速增大^[1-2]。表 1 列出了世界上主跨超过 400 m 的前十座大跨度拱桥, 其中 7 座拱桥都是我国在 2001 年以后建立的。

表 1 世界上前 10 名的大跨度拱桥

Tab.1 Ten longest arch bridges in the world

排名	名称	主跨长/m	拱肋形式	国家	建立年份/年
1	重庆朝天门大桥	552	钢桁架	中国	2008
2	上海卢浦大桥	550	钢箱	中国	2003
3	新海峡大桥	518	钢桁架	美国	1977
4	巴约纳大桥	504	钢桁架	美国	1931
5	悉尼港口大桥	503	钢桁架	澳大利亚	1932
6	四川巫山大桥	460	钢管	中国	2005
7	广东新光大桥	428	钢桁架	中国	2008
8	重庆万县长江大桥	420	混凝土箱	中国	2001
9	重庆菜园坝大桥	420	组合箱	中国	2008
10	湖南湘江四桥	400	钢管	中国	2007

考虑到大跨度拱桥拱肋截面的钝体特性和主跨长度的增大趋势, 为了确保拱桥整体结构在施工阶段和成桥阶段的气动稳定性和风荷载作用下结构的安全性, 有必要针对大跨度拱桥风致响应和风荷载效应进行深入研究。

大跨度拱桥的风荷载总体上可分为两个部分: 静力风荷载和动力风荷载。前者为在平均风作用下的静风力, 后者则由风致振动中结构与风相互作用所形成, 计算分析较为复杂。由于在实际工程应用中关注的往往是由动力风荷载引起响应的静力代表值, 所以这些动力风荷载可以用等效静力风荷载来

Equivalent Wind Loads of Long-span Arch Bridges

YANG Yongxin, ZHOU Rui, GE Yaojun

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

Abstract: Based on some engineering practices of long-span arch bridges in China, static wind loading of a typical arch rib by using segmental evaluation method and the equivalent static wind loading with respective to the buffeting and vortex-induced vibration by using the inertial load method were investigated, as well as the comprehensive evaluation of total wind loading for the arch rib and main deck was conducted. Results show that the segmental evaluation method is reasonable and practical in evaluating static wind loading of arch ribs, and the modified Reynolds Number formulas are benefit to predict static wind loading for prototype bridges including the components of arch rib with circular cross section. Combination forms of different equivalent wind loadings were employed to analyze and evaluate the wind loading effect in different regions of a long-span arch bridge.

收稿日期: 2014-04-13

基金项目: 国家自然科学基金(51078276、91215302); 交通行业重点实验室自主课题(KLWRBMT-04); 国家重点实验室自主课题(SLDRCE 10-B-05)

第一作者: 杨詠昕(1974—), 男, 工学博士, 副研究员, 博士生导师, 主要研究方向为大跨度桥梁抗风, E-mail: yang_y_x@tongji.edu.cn

通讯作者: 周 锐(1988—), 男, 博士生, 主要研究方向为大跨度桥梁抗风, E-mail: zhourui_88@163.com

代替,前提是结构在两者作用下的最大位移响应值相同.此时的总的风荷载称为等效风荷载,为静力风荷载和等效静风荷载之和^[3].

因为拱肋的竖向标高和横截面形状、倾斜角度都随着拱轴线而不断变化,因此沿拱轴线各截面的来流风速、气动系数和静风力方向都不断变化,从而导致拱肋的静力风荷载计算分析与水平布置的主梁相比显得更为复杂.此外,当拱肋构件中有圆截面构件时,如钢管混凝土拱肋,因风洞试验和实桥雷诺数的差异对气动力系数测试结果的影响不容忽视,还需考虑引入雷诺数效应的修正.

同时,随着跨径的增大,大跨度拱桥呈现出结构轻柔、低频和低阻尼的力学特征,导致桥梁对风的作用更加敏感、风效应也更加复杂.大跨度拱桥将越来越容易发生多种不同形式的风致振动,这使得对其动力风荷载的评估更加困难^[4-6].为此,本文基于中国大跨度拱桥的工程建设,提出和探讨了大跨度拱桥静力风荷载和等效静力风荷载的分析方法,并进行了等效风荷载的综合评估和比较分析.

1 静力风荷载

基于拱肋和主梁的静力气动力,可以评估大跨度拱桥的静力风荷载.结构构件的气动力定义见图1.图1中: F_L , F_D 分别为风轴坐标系的升力和阻力; F_V , F_H 分别为体轴坐标系的气动升力和阻力(下标 L, D, V, H 分别为升力,阻力,竖向,水平); M_L 为气动升力矩; H 为截面高度, B 为截面宽度, U 为设计平均风速, α 为风攻角.

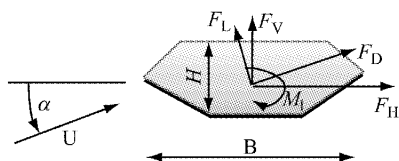


图1 气动力示意图

Fig.1 Aerodynamic forces

结构构件的气动力定义公式如下:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho U^2 H C_D \quad (1a)$$

$$F_H = \frac{1}{2} \rho U^2 H C_H \quad (1b)$$

$$F_L = \frac{1}{2} \rho U^2 B C_L \quad (2a)$$

$$F_V = \frac{1}{2} \rho U^2 B C_V \quad (2b)$$

$$M_L = \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 C_M \quad (3)$$

式(1)~(3)中: ρ 为空气密度, $\rho = 1.225 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$; U 为设计平均风速, $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$; C_L , C_D 分别为风轴坐标系的升力系数和阻力系数; C_V , C_H 分别为体轴坐标系的升力系数和阻力系数; C_M 为升力矩系数.

根据式(1)~(3),由于竖向标高和横截面形状、倾角沿着拱肋轴线不断变化,导致拱肋上的静力风荷载比水平放置的主梁更复杂:沿拱轴线截面高程的变化意味着平均风速或者平均风压随拱肋截面位置变化;而且沿拱轴线横截面形状的变化会引起其气动力系数的改变;即使拱肋沿轴线是等截面,其倾角随拱轴线不断变化也会导致气动力方向沿拱轴线不断变化.因此,平均风速、气动力系数、截面几何尺寸和静风力方向都会沿拱轴线不断变化,从而无法获得沿拱轴均匀分布的气动力和气动力系数.当然,也没有必要去获得沿拱轴线每个位置的拱肋截面气动力系数和静力风荷载.因此,在分析拱肋的气动力系数和评估静力风荷载时,分段评估方法是更为合理且实用.

1.1 分段评估方法

在分段评估方法中,首先将一个拱肋沿拱轴线划分为多个节段,节段的数量既不能太少以避免显著的误差,也不能太多以防导致过多的试验工作量与时间.然后对不同节段拱肋截面的气动力系数进行测试,在获得沿拱轴线不同节段的平均风速和气动力系数后,就可以评估拱肋的总体静力风荷载了.

图2显示了一个典型的等截面拱肋,为了获得拱肋横截面的气动荷载系数,本文将拱轴线简化为圆形轴线,其等效半径 r 和等效中心角度 γ 为: $r = (f^2 + l^2/4)/2f = 101 \text{ m}$, $\gamma = l/r = 1.60 \text{ rad} = 91.6^\circ$. 式中: f 为弧垂度, l 为弧长.这个等效的圆形拱肋沿跨长方向对称地划分为19个节段,每个节段相应的中心角度和圆弧长度分别为 $\Delta\gamma \approx 5^\circ$ 和 $\Delta l = 8.829 \text{ m}$,如图2所示.

通过节段模型试验测试等效圆形拱肋不同节段的气动力系数.拱肋节段模型几何缩尺比为1:12.5,节段模型试验的重要参数见表2.

拱肋节段模型采用铁框架外裹共聚物ABS(丙烯腈/丁二烯/苯乙烯)板而成,模型的几何形状按照原型拱肋进行严格的缩尺设计.在试验中,通过旋转轴使模型连接到测力天平,而两个补偿段模型则固定在旋转盘上,同测力天平隔离.

节段模型测力风洞试验在同济大学土木工程防灾国家重点实验室的TJ-2边界层风洞中进行,风洞

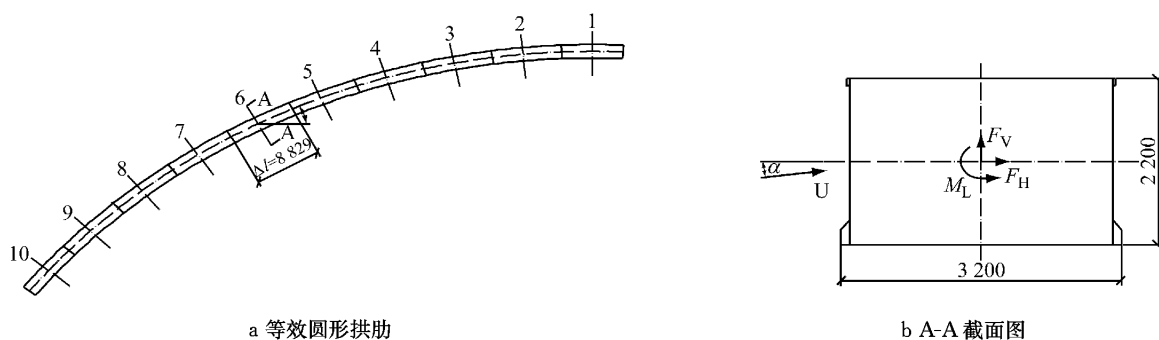


图2 等截面拱肋(单位:mm)

Fig.2 Equivalent section arch rib (unit: mm)

表2 节段模型试验主要参数

Tab.2 Main parameters of sectional model test

参数	符号	原型	节段模型	缩尺比
肋高/m	h	2.200	0.176	1:12.5
肋宽/m	b	3.200	0.256	1:12.5
中心角/(°)	$\Delta\gamma$	5.000	5.000	1:1.0
节段模型弧长/m	Δl	8.829	0.706	1:12.5
补偿模型弧长/m	$\Delta l'$	4.375	0.350	1:12.5

的试验段为3 m宽、2.5 m高、15 m长,最大试验风速可达 $68 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. 模型的水平倾角可以从 $\beta=0^\circ$ 调节到 $\beta=45^\circ$ ($\Delta\beta=5^\circ$), 试验中风攻角的范围取为 $\alpha=-10^\circ \sim +10^\circ$, 试验风速为 $15 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. 试验中的节段模型如图3所示, 在 0° 风攻角下测得的气动力

系数见表3.

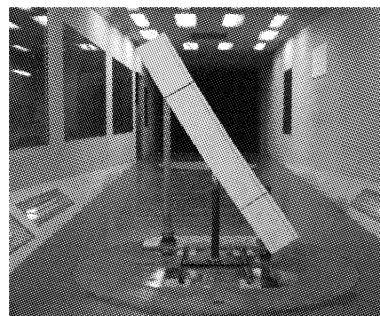


图3 试验中的节段模型

Fig.3 Sectional model in testing

表3 0° 风攻角下矩形拱肋的气动力系数Tab.3 Aerodynamic force coefficients of rectangular arch rib at 0° wind attack angle

	分段									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C_D	1.347	1.336	1.261	1.294	1.302	1.311	1.304	1.317	1.314	1.321
C_L	-0.037	-0.047	-0.049	-0.055	-0.044	0.002	0.062	0.074	0.080	0.066
C_M	0.016	0.019	0.031	0.023	0.027	0.043	0.050	0.051	0.041	0.039

根据之前定义的气动力,三分项静力风荷载可以表示为

$$W_{y,z,\theta}(x) = \bar{W}_{y,z,\theta} \alpha_{y,z,\theta}(x) \quad (4)$$

式中: $\bar{W}_{y,z,\theta}$ 为静力风荷载的最大值; y 为侧向, z 为竖向, θ 为扭转方向; $\alpha_{y,z,\theta}(x)$ 为静力风荷载的量纲一分布函数.

实桥的来流平均风速可按式(5)计算:

$$U_z = U_d \left(\frac{z}{z_d} \right)^\alpha = 29.0 \cdot \left(\frac{z}{z_d} \right)^{0.16} \quad (5)$$

式中: U_d 和 z_d 为拱顶截面的设计风速 ($29 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$) 和高程; U_z 和 z 为拱肋任意截面的平均风速和高程; α 为平均风剖面幂指数(0.16). 将 h_0 表示为拱顶截面高度, 这样静力风荷载的量纲一分布函数可表示为:

$$\alpha_y(x) = \alpha_\theta(x) = \left(\frac{z}{z_d} \right)^{2\alpha} = \left(\frac{\frac{4x^2}{l^2} + \frac{h_0}{f}}{1 + \frac{h_0}{f}} \right)^{2\alpha} =$$

$$\left(1 - 0.673 \frac{x^2}{4l^2} \right)^{0.32} \quad (6)$$

$$\alpha_z(x) = \left(\frac{z}{z_d} \right)^{2\alpha} \cdot \cos \beta \approx \left(1 - 0.673 \frac{x^2}{4l^2} \right)^{0.32} \cdot$$

$$\cos \frac{\pi x}{2l} \quad (7)$$

对应的静力风荷载最大值为

$$\bar{W}_y = \frac{1}{2} \rho U^2 H C_H \quad (8)$$

$$\bar{W}_z = \frac{1}{2} \rho U^2 H C_V \quad (9)$$

$$\bar{W}_\theta = \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 C_M \quad (10)$$

求得, $\bar{W}_y = 1.53 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$, $\bar{W}_z = -0.0609 \text{ kN} \cdot$

$m^{-1}, \bar{W}_\theta = 0.0866 \text{ kN}$.

1.2 圆构件雷诺数效应的修正

当拱肋结构采用圆截面构件时,如钢管混凝土(concrete filled steel tube, CFST)拱肋,风洞试验中和实际风场中的雷诺数的差别引起的效应不容忽视^[2,7],此时必须对风洞试验测试得到的拱肋气动系数进行必要的修正.为此,本文提出了一种风洞试验同计算流体动力学(CFD)数值计算相结合的圆形构件气动系数雷诺数效应修正方法.图4所示为由8个充填混凝土钢管组成的拱肋,编号为1,2,4和7的拱肋节段在 0° 风攻角下测得的气动力系数见表4.

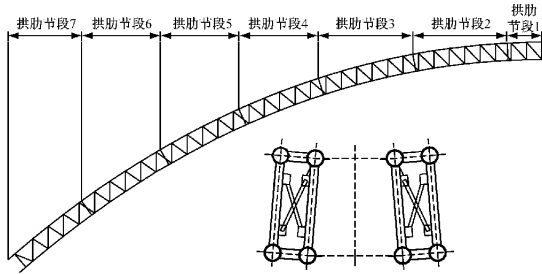


图4 钢管混凝土拱肋

Fig.4 Arch rib of CFST

表4 0° 风攻角下钢管混凝土拱肋气动力系数

Tab.4 Aerodynamic force coefficients of the CFST arch rib at 0° wind attack angle

	分段			
	1(拱顶)	2	4	7
C_D	0.725	0.794	0.806	0.813
C_L	-0.004	-0.005	0.002	-0.005
C_M	-0.002	-0.003	0.003	-0.008

节段模型试验的雷诺数($R_{e,m}$)和实桥风场中原型桥梁的雷诺数($R_{e,p}$)可计算如下:

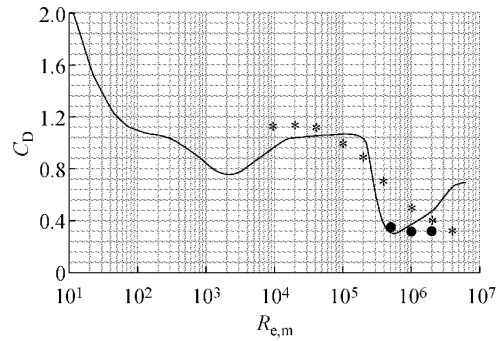
$$R_{e,m} = U_m B_m / \nu = \frac{10 \times 0.8 / 20}{1.46 \times 10^{-5}} = 2.74 \times 10^4, R_{e,p} =$$

$$U_p B_p / \nu = \frac{40 \times 0.8}{1.46 \times 10^{-5}} = 2.19 \times 10^6$$

式中: U_m 为节段模型试验的风速; B_m 为节段模型试验的特征宽度; U_p 为原型的风速; B_p 为原型的特征宽度; ν 为粘性系数.

基于已有的研究结果,圆柱体的空气流动形态和表面压力分布在以上两个雷诺数条件下是显著不同的,这导致气动阻力系数也有明显差别,如图5所示.

因此,本文尝试从当前的风洞试验结果来预测实桥高雷诺数条件下钢管混凝土拱肋的气动阻力系数.其原理为对比不同雷诺数下一个圆柱体通过数



——试验结果; *• CFD计算结果

图5 不同雷诺数下圆柱体的阻力系数

Fig.5 Drag coefficients of circular cylinder at different Reynolds Numbers

值计算和风洞试验得到的阻力系数,和对比在该雷诺数下8个钢管组成的整个横截面的阻力系数数值计算结果.实桥拱肋的阻力系数可按式(11)计算:

$$C_D = C_{D0} \cdot \eta_{c8} \cdot \eta_{l1} / \eta_{c1} = C_{D0} \cdot \eta_{l8} \quad (11)$$

式中: C_D 是实桥拱肋的阻力系数; C_{D0} 是风洞试验测得的钢管混凝土拱肋模型阻力系数; η_{l1} 是试验测得的不同雷诺数条件下单个圆柱体阻力系数的比值; η_{c1} 是计算得到的不同雷诺数条件下单个圆柱体阻力系数的比值; η_{l8} 是计算得到的不同雷诺数条件下8根钢管组成的拱肋阻力系数的比值; η_{l8} 是对试验测得的钢管混凝土拱肋阻力系数的修正系数,可计算如下: $\eta_{l8} = \eta_{c8} \eta_{l1} / \eta_{c1} = 0.505 \times 0.481 / 0.343 = 0.708$.预测得到实桥拱肋不同节段的阻力系数结果见表5.

表5 0° 风攻角下钢管混凝土拱肋修正后的气动力系数

Tab.5 Modified aerodynamic force coefficients of the CFST arch rib at 0° wind attack angle

	分段			
	1(拱顶)	2	4	7
C_D	0.513	0.562	0.571	0.575
C_L	-0.004	-0.005	0.002	-0.005
C_M	-0.002	-0.003	0.003	-0.008

2 等效静力风荷载

随着主跨跨径的增大,结构刚度不断降低,大跨度拱桥将越来越易于发生多种不同形式的风致振动,这就使得对其动力风荷载的评估变得复杂.然而,工程应用中关注的往往是由动力风荷载引起响应的静力代表值,这些动力荷载可以用等效静力风荷载代替,等效原则为两者作用下结构产生相同的最大位移.

2.1 阵风等效静力风荷载

如果一座拱桥刚度相对比较大的话, 抖振响应通常较小, 此时等效静力风荷载可按阵风荷载计算. 阵风荷载的计算方法类似于静力风荷载, 唯一的区别是用阵风风速代替了设计风速. 从设计风速换算到阵风风速的系数称为阵风因子, 阵风因子随桥址

处地形类型和水平加载长度变化^[8].

图 6 所示为一座大跨度中承式拱桥的拱肋. 该桥 550 m 中跨的两个倾斜拱肋从底部到顶部的高度是 100 m, 每个拱肋的横截面是 5 m 宽、拱顶处 6 m 高和拱底部 9 m 高的矩形钢箱.

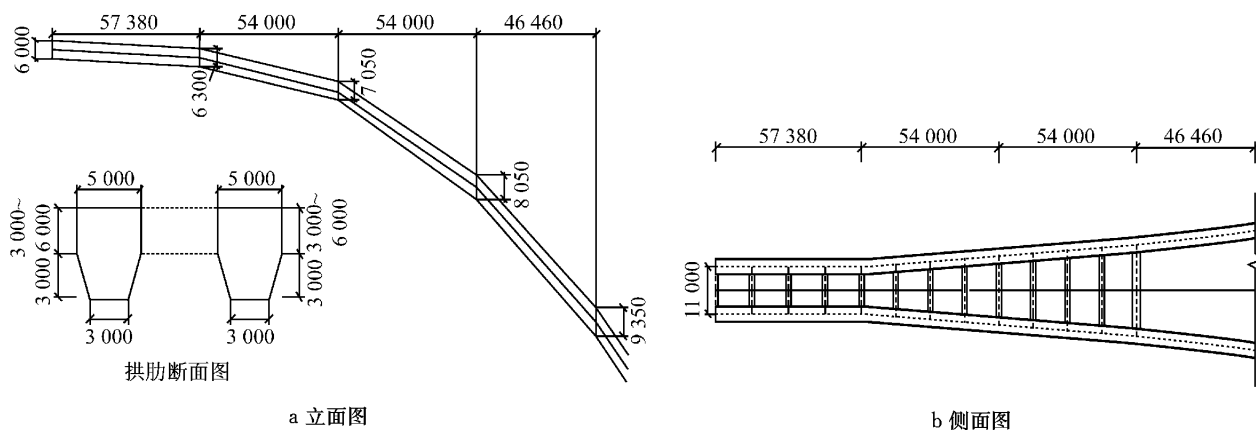


图 6 拱桥的钢拱肋 (单位:mm)

Fig. 6 Steel arch ribs of arch bridge (unit: mm)

基于分段评估方法得到不同拱肋节段的阵风荷载的最大值见表 6, \bar{W}_{y0} , \bar{W}_{z0} , $\bar{W}_{\theta0}$ 和 α_0 分别为 $x=0$ (跨中) 时 \bar{W}_y , \bar{W}_z , \bar{W}_{θ} 和 α . 沿跨长分布函数可按式 (12) 计算:

$$\alpha_{y0}(x) = \alpha_{z0}(x) = \alpha_{\theta0}(x) = \alpha_0(x) = \left(\frac{z}{z_0}\right)^{2\alpha} = \left(1 - \frac{4x^2}{l^2}\right)^{0.26} \quad (12)$$

式中: $\alpha_{y0}(x)$, $\alpha_{z0}(x)$ 和 $\alpha_{\theta0}(x)$ 分别为不同方向的沿跨长分布函数; z 为跨中处拱肋的高程; z_0 为设计风速处拱肋的高程; α 为平均风剖面幂指数 (0.26); l 为弧长.

表 6 拱桥阵风荷载最大值

Tab. 6 Maximum values of gust wind loading for an arch bridge

分段	x (跨中 $x=0$)	\bar{W}_{y0}	\bar{W}_{z0}	$\bar{W}_{\theta0}$	α_0
1	$0 < x \leq 57.38$	13.66	-2.28	22.34	1.000
2	$57.38 < x \leq 111.38$	14.34	-2.31	75.52	0.988
3	$111.38 < x \leq 165.38$	15.70	-3.77	137.9	0.954
4	$165.38 < x \leq 219.38$	21.17	-2.47	282.0	0.890
5	$219.38 < x \leq 275.00$	24.17	-2.47	282.0	0.769

2.2 抖振等效静力风荷载

当桥梁处于紊流中就会产生抖振, 这是在大气边界层常见的风振现象. 与共振抖振响应相应的抖振等效静力风荷载可以用传统的惯性风荷载法^[9]计算, 所以等效风荷载可按式 (13) 来评估:

$$\begin{aligned} W_y(s) &= \bar{W}_y(s) + \tilde{W}_y(s) \approx \bar{W}_{y0}\alpha_{y0}(s) + \\ &\quad \tilde{W}_{y1}\alpha_{y1}(s) + \tilde{W}_{y2}\alpha_{y2}(s) \end{aligned} \quad (13a)$$

$$\begin{aligned} W_z(s) &= \bar{W}_z(s) + \tilde{W}_z(s) \approx \bar{W}_{z0}\alpha_{z0}(s) + \\ &\quad \tilde{W}_{z1}\alpha_{z1}(s) + \tilde{W}_{z2}\alpha_{z2}(s) \end{aligned} \quad (13b)$$

$$\begin{aligned} W_{\theta}(s) &= \bar{W}_{\theta}(s) + \tilde{W}_{\theta}(s) \approx \bar{W}_{\theta0}\alpha_{\theta0}(s) + \\ &\quad \tilde{W}_{\theta1}\alpha_{\theta1}(s) + \tilde{W}_{\theta2}\alpha_{\theta2}(s) \end{aligned} \quad (13c)$$

式中: \bar{W}_y , \bar{W}_z , \bar{W}_{θ} 和 \tilde{W}_y , \tilde{W}_z , \tilde{W}_{θ} 是静力风荷载和抖振惯性荷载的三个分量; \tilde{W}_{y1} , \tilde{W}_{z1} , $\tilde{W}_{\theta1}$ 和 \tilde{W}_{y2} , \tilde{W}_{z2} , $\tilde{W}_{\theta2}$ 分别是一阶和二阶自振模态下抖振惯性荷载三个分量的峰值; $\alpha_{y1}(s)$, $\alpha_{z1}(s)$, $\alpha_{\theta1}(s)$ 和 $\alpha_{y2}(s)$, $\alpha_{z2}(s)$, $\alpha_{\theta2}(s)$ 分别是一阶和二阶自振模态下抖振惯性荷载三个分量的分布函数.

基于气弹模型风洞试验测得的抖振响应, 主梁或主塔上任意测试点的抖振惯性荷载可按式 (14) 计算:

$$\begin{aligned} \tilde{W}_n\alpha_n(s_k) &= (2\pi f_i)^2 g_{\alpha}\sigma_n(s_k)m_r(s_k), \\ r &= y, z, \theta; i=1, 2 \end{aligned} \quad (14)$$

式中: f_i 是第 i 阶模态的频率; g_{α} 是第 i 阶模态抖振响应的峰值因子; $\sigma_n(s_k)$ 是测试点 s_k 第 i 阶模态抖振响应的均方根值; $m_r(s_k)$ 是测试点 s_k 处的质量.

对于除测试点外的其他位置, 抖振惯性荷载可按式 (15) 计算:

$$\begin{aligned} \tilde{W}_{ri}\alpha_{ri}(s_i) &= (2\pi f_i)^2 g_{\alpha} \sigma_{rim} m_r(s_i) \varphi_{ri}(s_i), \\ r &= y, z, \theta; i = 1, 2 \end{aligned} \quad (15)$$

式中: σ_{rim} 是第 i 阶模态的模态函数最大值处相应的抖振响应 RMS 值; $m_r(s_i)$ 是主梁或主塔任意位置 s_i 的质量; $\varphi_{ri}(s_i)$ 是 s_i 处正则化后第 i 阶模态函数值。

抖振惯性等效风荷载的两个重要组成部分为荷载峰值和分布函数,前者需要在获取结构抖振响应根方差的基础上按照式(14)和(15)计算得到,而其沿桥梁跨长方向的分布函数可按发生抖振的桥梁固有模态形式分布,通常采用有限元动力特性分析得到的模态向量作为模态风荷载的分布函数是最精确的。为了简化计算,该拱桥的等效静力风荷载的分布函数可以近似采用三角函数表示:

竖弯一阶:

$$\alpha_{y1}(x) = \sin\left(\frac{2\pi x}{L}\right) \quad (16a)$$

竖弯二阶:

$$\alpha_{y2}(x) = \cos\left(\frac{3\pi x}{L}\right) \quad (16b)$$

侧弯一阶:

$$\alpha_{z1}(x) = \cos\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (16c)$$

侧弯二阶:

$$\alpha_{z2}(x) = \sin\left(\frac{2\pi x}{L}\right) \quad (16d)$$

式中: L 为跨径; x 为距离拱肋跨中点(原点)的水平位置。

基于该大跨度拱桥的不同模态抖振惯性荷载最大值及其分布函数^[10],见表7。

表7 抖振共振响应的等效风荷载最大值

Tab.7 Maximum values of equivalent wind loading in buffeting resonant responses

分量	模态	$\omega_{ri}/(\text{rad} \cdot \text{s}^{-1})$	$g_{R_{ri}} \cdot \sigma_{R_{ri}}/\text{m}$	$m_{ri}/(10^3 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1})$	$\tilde{W}_{ri}/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	$\alpha_{ri}(x)$
侧弯	第1阶	2.68	0.014	16	3.42	$\cos(\pi x/L)$
	第2阶	4.73	0.006	26	4.82	$\sin(2\pi x/L)$
竖弯	第1阶	2.34	0.029	26	6.33	$\sin(2\pi x/L)$
	第2阶	3.74	0.011	16	5.87	$\cos(3\pi x/L)$

抖振等效静力风荷载还应包含对应抖振背景响应部分的等效静力风荷载。根据全桥模型试验测试得到的结构位移响应,通过傅里叶变换把时域内的位移响应转换到频域内,在频域内对响应分区间积分可分别得到抖振共振响应分量和背景响应分量。表8分别列出了该大跨度拱桥全桥气弹模型风洞试验中在拱顶设计基准风速 $U_c = 43 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ 下各个结构状态的拱肋抖振背景响应分量位移根方差,拱肋和主梁的竖向和侧向位移背景响应与平均风响应的比值,以及抖振背景响应静力等效风荷载与平均风荷载的比值。表中,位移根方差为拱肋抖振背景响应位移根方差;背景响应比值为抖振位移背景响应与平均风响应的比值;等效静风荷载比值为抖振背景响应等效静力风荷载与平均风荷载的比值。鉴于抖振背景响应随跨长的分布非常复杂,便于计算,假设它和静风荷载的分布一致。表8表明,对于主梁的竖弯模态,抖振背景响应等效静力风荷载与平均风荷载比值高达2.89,拱肋竖弯抖振背景响应相应的比值也接近于1,均不能忽略其影响。

2.3 涡激共振等效静力风荷载

随着大跨度拱桥主跨跨径的不断增大,且大部分拱肋截面采用钝体横截面形式,当结构阻尼不足时,可能会发生涡激共振(vortex-induced vibration, VIV),这在图6所示拱桥的风洞试验中已经观测到

表8 抖振背景响应的等效风荷载结果

Tab.8 Results of equivalent wind loading in buffeting background responses

振动形式	位置	位移根方差/ mm	背景响应 比值	等效静风 荷载比值
竖弯	拱肋	8.87	1.16	0.92
	主梁		3.01	2.89
侧弯	拱肋	10.41	0.13	0.13
	主梁		0.22	0.19

了。因此,有必要评估涡激共振对应等效静力风荷载,并将其与传统的抖振等效静力风荷载对比,以确保大跨度拱桥承载力的安全性。

由于桥梁涡振发生时都是单一振型(模态)和频率的振动,而且涡振响应振幅远大于此时的抖振响应,因此计算涡振等效风荷载时不用考虑气动耦合,并假定其由单一涡振模态荷载组成,其他模态荷载的影响可予忽略,所以涡振等效静力荷载可以表达为涡振模态风荷载的形式。此外,当结构发生涡激共振时,共振响应占有绝对地位,而背景响应很小,一般可以忽略,所以涡振等效静力荷载仅需考虑共振响应分量荷载。

类似于抖振惯性荷载,涡振等效静力风荷载也可以用传统的惯性荷载法来计算。涡振等效风荷载的两个重要组成部分也为荷载峰值和分布函数,前者需要在获取结构涡振响应根方差的基础上按照式

(14)和(15)计算得到,后者仍采用式(16)的三角函数计算.该拱桥的不同涡振模态的涡振等效静力风

荷载最大值及其分布函数^[10],见表 9.表 9 中: $U_{\text{lock-in}}$ 为锁定区的风速,其他参量定义见式(15)~(16).

表 9 拱桥的涡振等效静力风荷载的最大值

Tab.9 Maximum values of VIV equivalent wind loadings for arch bridge

分量	模态	$U_{\text{lock-in}}/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	$\omega_{ri}/(\text{rad} \cdot \text{s}^{-1})$	$gR_{zi} \cdot \sigma R_{zi}/\text{m}$	$m_{ri}/(10^3 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1})$	$\tilde{W}_{ri}/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	$\alpha_{ri}(x)$
侧弯	第 1 阶	16.3	2.68	0.006	16	0.65	$\cos(\pi x/L)$
	第 2 阶	40.0	4.73	0.006	26	2.01	$\sin(2\pi x/L)$
竖弯	第 1 阶	16.3	2.34	0.038	26	3.02	$\sin(2\pi x/L)$
	第 2 阶	26.3	3.74	0.031	16	6.38	$\cos(3\pi x/L)$

通过比较表 7 和表 9 计算结果可以发现,二阶竖弯模态下 $6.38 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 的涡振惯性荷载峰值要大于 $5.87 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 的抖振惯性荷载峰值,而其他 3 种模态下的涡振风荷载峰值都要小于相应的抖振风荷载,说明该大跨度拱桥中存在涡振模态风荷载大于同阶的抖振模态风荷载的情况,即结构最不利等效静力风荷载不一定是由于抖振引起的.

2.4 等效风荷载综合评估

大跨度桥梁在大气边界层自然风作用易于发生抖振和涡振,需要对各种风振现象引起的动力风荷载进行综合评估以确定最不利的风振等效风荷载.对于中承式拱桥,由于中跨结构的刚度相对较小,而从边跨至拱梁交接处形成的三角形区结构刚度相对比较大,因此,对于不同的结构部分等效风荷载的方法也应不同^[4]:对于三角区结构,主要采用考虑阵风效应的等效风荷载;对于刚度较小的中跨,则需要考虑对以下三种荷载组合进行综合评估:① 考虑阵风效应的等效风荷载组合 I;② 考虑抖振效应的等效风荷载组合 II;③ 考虑涡振效应的等效风荷载组合

III.并分别计算拱肋和主梁结构的阵风等效风荷载、抖振等效风荷载(包括抖振共振模态风荷载和背景响应等效静力风荷载在内)和涡振等效风荷载.

按三种等效风荷载组合得到的该拱桥中跨拱肋的竖向等效风荷载见图 7a,其中阵风荷载呈现对称分布,数值集中在 $0 \sim -5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 之间;抖振等效风荷载在单侧四分点可高达 $-20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$,在跨中附近降至 0;竖弯二阶涡振等效风荷载也呈对称分布,在拱肋跨中点与四分点的数值绝对值略大于 $6 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$,均大于竖弯一阶涡振荷载.故竖向等效风荷载由考虑抖振效应的等效风荷载组合 II 和二阶竖弯涡振引起的等效风荷载组合 III 控制.中跨拱肋的侧向等效风荷载见图 7b,其中阵风荷载呈现对称分布,在拱肋四分点超过 $20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 之间,跨中点约为 $16 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$;抖振等效风荷载在单侧近四分点略高于阵风荷载最大值,竖弯二阶涡振等效荷载在拱肋四分点最大,约为 $12 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$,也大于竖弯一阶涡振荷载,故侧向等效风荷载由考虑阵风效应的等效风荷载组合 I 和抖振等效风荷载组合 II 控制.

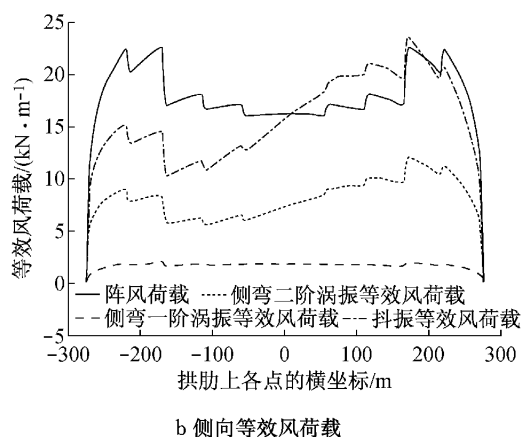
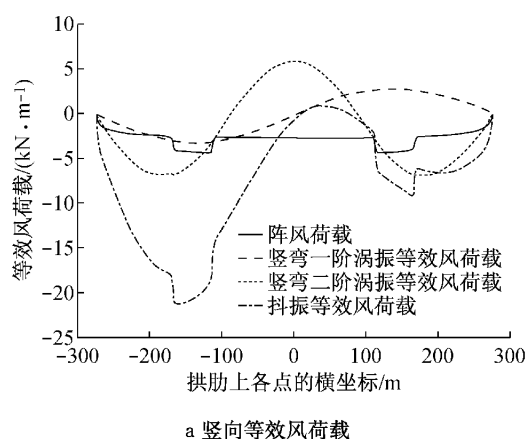


图 7 拱桥中跨拱肋的三种等效风荷载

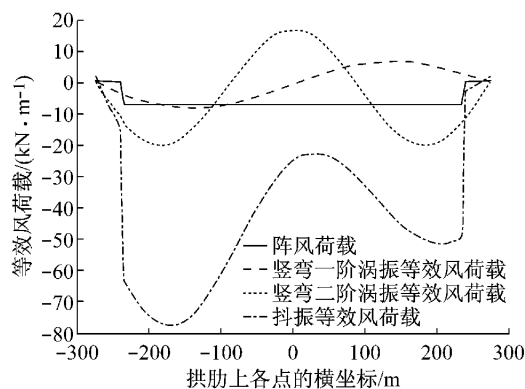
Fig.7 Three different equivalent wind loading of the arch rib for an arch bridge

按三种等效风荷载组合得到的该拱桥中跨主梁的竖向等效风荷载见图 8a,其中阵风荷载呈现对称分布,数值集中在 0 与 $-10 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 之间;抖振等

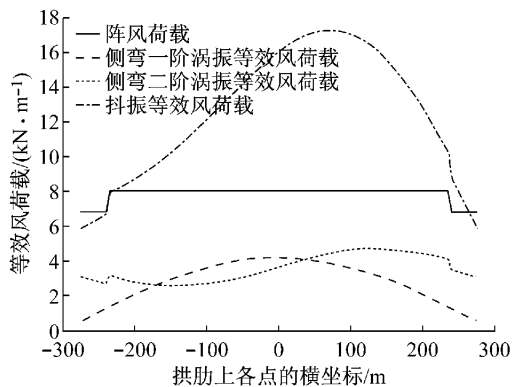
效风荷载在单侧近四分点可高达 $-80 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$,在跨中附近降至略高于 $-20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$;竖弯二阶涡振等效荷载呈对称分布,在拱肋跨中点与四分点的数

值为 $20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 左右,均大于竖弯一阶涡振荷载,故竖向等效风荷载由考虑抖振效应的等效风荷载组合Ⅱ控制.中跨主梁的侧向等效风荷载见图 8b,其中阵风荷载呈现对称分布,数值集中在 $6 \sim 8 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 之间;抖振等效风荷载沿主梁从左到右先增后减,右

侧的峰值为 $17 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$;竖弯二阶涡振等效荷载在单侧四分点最大,约为 $5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$,均大于竖弯一阶涡振荷载.故侧向等效风荷载也由考虑抖振效应的等效风荷载组合Ⅱ控制.



a 竖向等效风荷载



b 侧向等效风荷载

图8 拱桥主梁的三种等效风荷载

Fig.8 Three different equivalent wind loading of the main deck for an arch bridge

通过对拱肋和主梁三种等效风荷载的详细比较可知,对于拱桥结构中一般气动外形较为钝化、易于发生涡激共振的拱肋,如果忽略涡振等效静力风荷载的影响而仅仅采用抖振等效风荷载来分析风振动力荷载的作用,可能会得到偏于危险的风致动力响应结果.此外,对主桥整体结构而言虽然可能有一种主要控制的等效风荷载,但具体到构件不同位置却可能由不同类型的等效风荷载控制,这也是在设计中需要格外注意的.

3 结论

本文通过风洞试验结合理论分析的方法,对大跨度拱桥的等效风荷载进行了研究,得到以下主要结论:

(1) 结合拱肋节段测力风洞试验的分段评估法是评估大跨度拱桥静力风荷载的一种合理实用的方法;

(2) 对于包含圆截面构件的拱肋结构,雷诺数效应对气动力系数风洞试验测试结果的影响不能忽略,可采用本文风洞试验结合数值计算的方法对拱肋气动力系数试验结果进行修正;

(3) 大跨度拱桥因其拱肋截面的钝化特性,当结构阻尼比较低时易于发生涡激共振,此时需要采用涡振等效风荷载方法来评估结构风荷载效应;

(4) 因大跨度拱桥可能发生不同种类的风振现

象,建议采用多种等效风荷载组合计算方法综合评估其风荷载效应,否则可能得到偏危险的结果;

(5) 即使拱桥整体结构由一种等效风荷载组合控制,但对不同构件中的不同位置而言却可能由另一种等效风荷载组合控制,须在设计中仔细判断.

参考文献:

- [1] 项海帆. 现代桥梁抗风理论与实践[M]. 北京:人民交通出版社,2001.
XIANG Haifan. Modern theory and practice on bridge wind resistance[M]. Beijing: China Communications Press, 2001.
- [2] 于洪刚. 大跨度拱桥气动参数识别及风致响应研究[D]. 上海:同济大学,2008.
YU Honggang. Study on aerodynamic parameter identification and wind-induced responses of long-span arch bridges [D]. Shanghai: Tongji University, 2008.
- [3] Davenport A G. The application of statistical concepts to the wind loading of structure[J]. Proceeding of Institution Civil Engineers, 1961, 19, 449.
- [4] Nazmy A S. Stability and load-carrying capacity of three-dimensional long-span steel arch bridges [J]. Computers & Structures, 1997, 65(6): 857.
- [5] 程进,江见鲸,肖汝城,等. 静风荷载作用下大跨度钢拱桥施工稳定性的参数研究[J]. 计算力学学报, 2004, 21(1): 50.
CHENG jin, Jiang Jianjing, XIAO Rucheng, et al. Parametric study on wind-induced stability analysis of long-span steel arch bridges under construction [J]. Chinese Journal of Computational Mechanics. 2004, 21(1): 50.
- [6] Walter Lacarbonara, Andrea Arena. Flutter of an arch bridge

(下转第 505 页)