

文章编号 : 0258-2724(2000)05-0471-04

斜拉桥独塔施工状态风载内力的风洞试验研究

何向东 , 周述华

(西南交通大学土木工程学院 , 四川 成都 610031)

摘 要 : 基于均匀流和紊流风场中的桥塔模型风洞试验所测得的桥塔空气力静力系数及塔顶抖振响应的位移均方根 , 采用线性叠加法及有限元法反演 , 给出设计风速下塔底控制截面的顺风向静风及抖振内力。

关键词 : 斜拉桥 ; 风洞试验 ; 抖振 ; 有限元法

中图分类号 : U448.27 文献标识码 : A

Wind Tunnel Test Study on Wind-Induced Internal Force of a Cable-Stayed Bridge Tower

HE Xiang-dong , ZHOU Shu-hua

(School of Civil Eng. , Southwest Jiaotong University , Chengdu 610031 , China)

Abstract : Based on the static wind force factors of a tower and on the root-mean-square of the buffeting displacement responses of the tower top , which are measured by wind tunnel tests in laminar and turbulent field respectively , the static and buffeting internal forces of the tower bottom control sections under its design wind speed are obtained by linear superposition method and FEM.

Key words : cable-stayed bridge ; wind tunnel test ; buffeting ; FEM

主塔的独塔施工状态是大跨度斜拉桥抗风设计的控制状态之一 , 和通常的模型风洞试验研究所给出的塔顶抖振位移相比 , 给出控制截面的风载内力更便于指导其抗风设计。本文以京珠国道主干线武汉军山长江公路大桥为背景 , 通过风洞试验详细研究独塔施工状态塔底控制截面的风载内力。该桥是一座双塔双索面斜拉桥 , 跨径布置为 204 m + 460 m + 204 m。桥塔为钢筋混凝土钻石形塔 , 塔高 163.5 m(图 1) , 在同类结构中属较大者。其动力特性计算结果表明 : 该塔在顺桥向及横桥向的第一弯曲频率分别为 0.201 1 Hz 和 0.494 1 Hz , 属较柔的结构。由江夏气象观测站观测资料分析知该桥桥址附近离地 10 m 高度处、100 年重现期的 10 min 平均最大风速 $U_{10} = 24.2$ m/s , 其不同高度处的梯度风风速可按

$$U(Z) = 15.62Z^{0.19}$$

计算。据此塔高 65% 高度处的设计风速为

$$U_d^s = 0.84 \times 15.62Z^{0.19} = 0.84 \times 37.89 = 31.8 \text{ m/s}$$

其中 0.84 为重现期取 10 年时的施工阶段风速重现期系数 ; Z 为桥塔计算高度相对于最低通航水位的距离(约 106 m)。另外 , 考虑到该桥位西面的长江南、北两岸各有一座小山等因素 , 故参照《公路桥涵设计通用规范》的有关规定 , 取风压放大系数为 1.1 , 相应的风速放大系数应为 $\sqrt{1.1} \approx 1.05$, 故该桥塔施

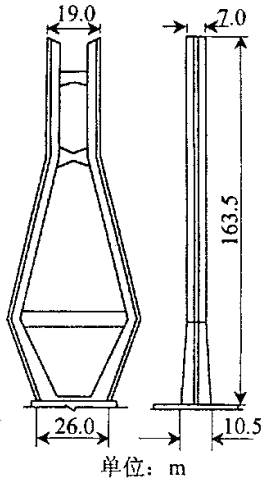


图 1 军山桥桥塔构造简图

收稿日期 : 1999-01-06

作者简介 : 何向东 (1967 -) , 男 , 博士研究生。

工阶段的设计风速为 $U_d^s = 33.4$ m/s。

通过独塔施工状态刚性及气弹模型风洞试验 , 分别测量该塔的静风空气力系数及塔顶顺桥向的抖振位

移,计算塔底控制截面的静力弯矩及抖振弯矩,并由此计算该塔的风速放大系数,以妥善评价其施工状态的抗风性能。

1 均匀流场中的刚体模型测力试验

测定该桥塔模型所受静风空气力系数的均匀流场中的试验在西南交通大学工业风洞第二试验段中进行,该试验段宽 2.4 m,高 2.0 m,长 16 m。试验时采用几何缩尺比 $C_L=1:120$ 的刚体模型,该模型在保证有足够的刚性之外,仅要求几何形似。试验工况为来流水平偏角分别为 $\beta=0^\circ$ (横桥向风), 15° , 30° , 45° , 60° , 75° , 90° (顺桥向风)。在试验风速分别为 5 m/s 和 10 m/s 时,用 6 分量天平测量了模型所受的静风力,并由下式计算桥塔阻力系数 C_D 和塔底力矩系数 C_M (均按全塔计)

$$C_D = \frac{F}{\frac{1}{2}\rho U^2 DH} \quad C_M = \frac{M}{\frac{1}{2}\rho U^2 DH^2}$$

其中: F 为阻力; M 为力矩; D 为上部塔柱的顺桥向宽度; H 为桥塔高度。

桥塔的顺桥向静风阻力系数 C_D 及塔底力矩系数 C_M (其它方向静力分量或较小,或与所研究的桥塔最不利受力状态无关,故略之)随 β 角的变化关系见表 1。

表 1 桥塔顺桥向静风阻力及塔底力矩系数 C_D , C_M

β	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
C_D	0.200	0.213	0.907	1.724	2.158	2.252	2.252
C_M	0.009	0.055	0.527	0.934	1.137	1.143	1.158

2 紊流场中的气弹模型试验

2.1 气弹模型的设计与制作

在结构模型风洞试验中,除了要求模型与原型几何相似和流场相似外,对于气动弹性模型,还要求其 with 原型之间保持动力特性相似。由于主塔形状为钝体,故放松雷诺数的相似条件不会影响流场的相似。故桥塔气动弹性模型应满足相似条件的无量纲参数可确定为:风速参数(U/fb)、惯性参数($m/\rho b^2$)、刚性参数($EI/\rho U^4 b^2$)及阻尼参数(ζ),其中: ρ 为空气密度(一般取 1.225 kg/m^3); U 为风速; b 为结构特征尺寸; m 为塔柱(或横梁)单位长度的质量; EI 为抗弯刚度; ζ 为结构阻尼比。

根据风洞(XNJD-1)试验段的尺寸,选定模型几何缩尺比为 $C_L=1:80$;风速比为 $C_U=1:4$ 。由风速参数一致的条件可得模型试验的频率比为 $C_f=20:1$,模型的阻尼比则可通过模态试验予以确定。

模型刚度由 A3 钢制作的矩形截面芯梁提供,外形由红松木制作,质量则由铅块予以调节。

采用自由振动法所测定的气弹模型前两阶模态的频率及阻尼比见表 2,该表同时列出了采用大型有限元结构分析软件 SAP93 计算出的该桥塔动力特性值及由此所得的模型频率要求值,比较后可见该桥塔气弹模型的频率实测值与要求值吻合良好,但模型低阶模态的实测阻尼比小于钢筋混凝土结构的阻尼比,这将使以下的试验结果偏于安全。

表 2 武汉军山长江大桥桥塔及其气动弹性模型的动力特性

阶次	振型特点	实桥桥塔 / Hz	模型要求值 / Hz	模型测试值 / Hz	阻尼比
1	顺桥向第一弯曲	0.201 1	4.022 0	4.00	0.1%
2	横桥向第一弯曲	0.494 1	9.882 0	9.25	0.4%

2.2 大气边界层风场模拟

除气动弹性模型要求满足前述相似关系外,在风洞内模拟实际大气边界层风场是保证试验结果准确的另一重要方面。风场模拟所要考虑的主要相似性指标为:平均风速剖面 and 紊流强度剖面。本试验所用风洞第一试验段宽 3.6 m,高 3.0 m,长 8.0 m。大气边界层模拟装置由尖塔、粗糙元和锯齿板组成,该装置可在较短距离内加速形成满足要求的平均风速剖面及紊流强度(I_u)剖面,并可模拟不同地表粗糙度类别的大气边界层风场。

图 2 和图 3 分别为模型所在位置的平均风速及紊流强度剖面(图中横坐标及纵坐标均已按相似比作了换算),图中理论曲线为相应于 II 类地表粗糙度类别的值。试验值与理论曲线的比较表明:该试验段模拟风场的平均风速剖面及紊流强度剖面满足试验要求,桥塔 65% 高度处的紊流强度约为 $I_u=12\%$ 。

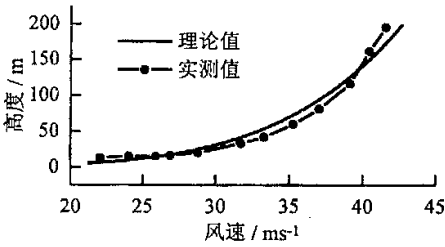


图 2 平均风速剖面

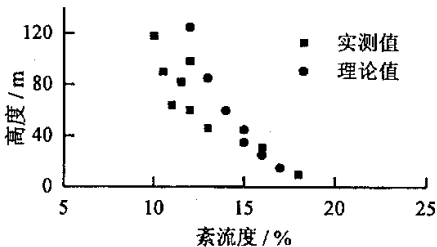


图 3 紊流强度剖面

2.3 紊流场中的试验

试验在安装有前述边界层风场模拟装置的第一试验段中进行。
为了考察不同风向的影响,试验按不同的来流偏角(β)设置了 4 个工况,即: $\beta=0^\circ$ (横桥向风), $\beta=30^\circ$, $\beta=60^\circ$ 和 $\beta=90^\circ$ (顺桥向风)。 $\beta=0^\circ$ 时的塔顶顺桥向抖振位移全振幅 A (已换算成实桥值)见表 3; $\beta=30^\circ$, 60° 及 90° 时的塔顶顺桥向抖振位移全振幅 A 见表 4。

表 3 $\beta=0^\circ$ 时塔顶顺桥向抖振位移全振幅

$U/(m/s)$	4.0	6.0	6.8	7.6	10.0	10.8	11.6	13.6	15.2	19.2	23.2	27.2	30.8	34.8
A/mm	205	228	262	301	323	350	360	369	422	492	519	545	599	770

表 4 $\beta=30^\circ\sim90^\circ$ 时塔顶顺桥向抖振位移全振幅

$U/(m/s)$	4.0	7.6	11.6	15.6	19.2	23.2	27.2	30.8	34.8
$\beta=30^\circ$	105	228	255	370	434	456	490	508	510
A/mm	$\beta=60^\circ$	58	110	212	275	310	337	371	390
	$\beta=90^\circ$	25	103	239	238	307	312	368	381
								415	

3 设计风速下的结构内力及应力计算

由于塔柱控制截面沿顺桥向的抗弯刚度远比起其横桥向的小,且桥塔顺桥向阻力系数又较其横桥向阻力系数大得多,故抖振分析时可确定桥塔在顺桥向风荷载作用下为最不利状态,其塔底截面为相应的控制截面。根据模型在均匀流场中所测得的桥塔顺桥向阻力系数 C_D 和塔底顺桥向力矩系数 C_M ,可计算出桥塔塔底单根塔柱在设计风速下顺桥向的静风剪力及弯矩,其随 β 角的变化关系分别见表 5、图 4 和图 5。

表 5 桥塔塔底顺桥向静风剪力及力矩随 β 角的变化

β	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
F_0/kN	78	83	355	674	844	881	881
$M_0/kN\cdot m$	575	3 516	33 691	59 710	72 688	73 072	74 031

注:表中的 F_0 为单根塔柱的塔底剪力; M_0 为单根塔柱的塔底弯矩。

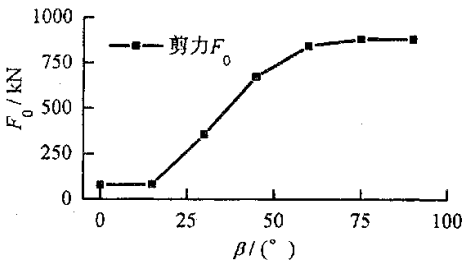


图 4 塔底截面顺桥向静风剪力随 β 角的变化

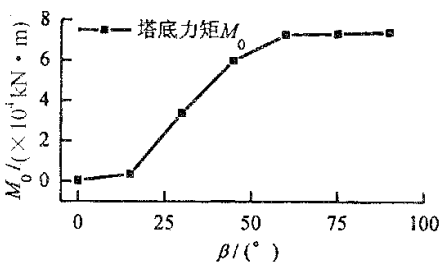


图 5 塔底截面顺桥向弯矩随 β 角的变化

结构抖振分析应包括可能被紊流激发的主要振型,第 i 阶振型的抖振惯性力为

$$F_{di}(y) = m(y)\omega_i^2 g \sigma_i(y)$$

其中： F_{di} 为对应于第*i*阶振型的抖振惯性力； $m(y)$ 为单元的单位长度质量； g 为峰值因子，一般取 4.0； ω_i 为第*i*阶圆频率； $\sigma_i(y)$ 为第*i*阶振型抖振位移响应均方根； y 为沿塔高方向的坐标。对于施工阶段独塔的抖振响应分析，根据紊流场中试验所测得的塔顶顺桥向抖振位移振幅，可只取第一阶顺桥向弯曲振型计算其有限元模型各结点的位移，再通过有限元法反演出单根塔柱塔底截面顺桥向弯矩的抖振响应峰值。由此计算出在设计风速下，各工况实桥单根塔柱塔底顺桥向弯矩及该截面相应的最大弯曲正应力，见表 6。

表 6 设计风速下单根塔柱塔底顺桥向弯矩

β	静风弯矩	抖振弯矩	静风弯矩 + 抖振弯矩
0°	575	205 919	206 494
30°	33 691	147 692	181 383
60°	72 688	11 564	188 252
90°	74 031	116 892	190 923

β	静风弯曲正应力	抖振弯曲正应力	静风 + 抖振弯曲正应力
0°	0.008	2.71	2.72
30°	0.443	1.94	2.38
60°	0.956	1.52	2.48
90°	0.973	1.54	2.51

注：表中弯矩单位为 kN·m，弯矩正应力单位为 MPa。

各试验工况实桥桥塔单根塔柱底部的顺桥向抖振弯矩随风速的变化见图 6。

根据文献 [2] 的有关规定：在塔高 125 m，且塔顶自由的条件下，其风速动力放大系数为 1.36。对于军山大桥独塔施工状态，由表 6 可见其顺桥向弯矩放大系数为： $(74\,031 + 116\,892) / 74\,031 \approx 2.58$ ，其相应的风速放大系数为 $\sqrt{2.58} \approx 1.60$ ，如考虑到该塔气弹模型的阻尼系数较小的影响，该试验结果与上述规定是基本吻合的。

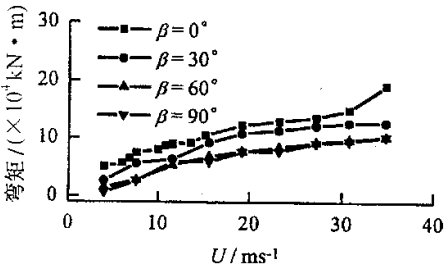


图 6 实桥桥塔单根塔柱根部的顺桥向抖振弯矩峰值

4 结 语

基于均匀流和紊流风场中的模型风洞试验所测得的空气力静力系数及塔顶抖振响应位移均方根，采用线性叠加法及有限元法反演，可给出独塔施工状态在设计风速下塔底控制截面顺桥向静风及抖振内力，简便易行，能更方便地指导其抗风设计。

参考文献：

[1] 项海帆,林志兴,鲍卫刚等. 公路桥梁抗风设计指南[M]. 北京:人民交通出版社,1996:52~55.
[2] 本州四国联络桥公团. 周述华译. 日本本州四国联络桥抗风设计基准及说明(1976年)[S]. 日本:桥梁と基础,1992:5~29.
[3] 周述华,奚绍中,尚久驷. 大跨度斜拉桥施工阶段的抖振响应分析[J]. 西南交通大学学报,1996;31(增刊):255~258.
[4] 廖海黎,奚绍中,尚久驷. 西陵长江大桥风致振动试验研究[J]. 西南交通大学学报,1996;31(增刊):263~266.
[5] Francesco Ricciardelli. Prediction of the response of suspension and cable-stayed bridge tower to wind loading[J]. J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1996;64:145~159.