文章编号：1674－9057（2010）02－0229－04

位于“V”型峡谷桥址的连续刚构桥风冲击模型与抗风设计

郭 琦[1a,1b]，田巨峰[2]，李青宁[1a]，尹海军[1a]

（1. 西安建筑科技大学 a. 土木工程学院；b. 结构工程与抗震教育部重点实验室，西安 710055；
2. 陕西省公路勘察设计院，西安 710068）

摘 要：风荷载作用效应的精确分析是对“V”型峡谷桥址处平衡悬臂工法施工的高墩大跨连续刚构桥的结构安全性的重要保证。以1座最高主墩153 m，跨径组合85 m +4×160 m+85 m的连续刚构桥为例，依据其桥址处的风环境确定了上、下部结构的风冲击模型，并在最大悬臂工况下与静风荷载进行对比分析后对桥的抗风构造进行了优化。结果表明：高墩的位移与应力，构造的动风载模型效应比静力风载的大3倍以上；增加的风撑横系梁构造可最大减小墩顶的应力与位移的73.9%；墩顶在最大悬臂阶段出现侧向最大位移11.9 cm，桥墩墩底截面拉应力1.65 MPa，虽未超过容许值，但应考虑采取适当的抗风措施。

关键词：连续刚构桥；悬臂施工；风冲击模型；风撑横系梁

中图分类号：U448．23 **文献标志码**：A

在我国西部地区，由于地形条件的特殊性，采用平衡悬臂工法施工的连续刚构桥成为跨越“V”型峡谷的首选桥型。虽然各国学者对连续刚构桥空心薄壁桥墩风致振动下的动力性能与安全性评估进行了大量研究[1-2]，但这些研究成果主要是针对墩高在50～80 m内的常规高墩[3]。目前，对于墩高超过150 m的连续刚构桥，由于其具有截面尺寸大、结构周期长、墩身质量大等特点，风作用的分布存在剧烈波动；另一方面，对于高差接近170 m的高墩单T结构而言，依据规范进行基本风压的计算时，基准位置的变化会直接导致高墩抗风设计中构造尺寸与配筋型式的巨大差异，从而产生过度保守或偏于不安全的结构设计[4]。因此，针对高墩大跨连续刚构桥产生的超出常规设计范畴的拟极端问题，探索具有适应性的风冲击模型成为研究重点。

1 风荷载模型

风是空气流动，在时间和空间上的变化都是极其复杂的，对结构物的影响也是极其复杂的[5]。因此在满足工程精度的条件下考虑桥址处的具体情况对风荷载作合理的抽象和模型化是允许和必要的。

1.1 静力风压荷载

在应用静力风压荷载计算结构物的安全度时，一般是将风速折合成风压进行结构设计计算[6]。对于基本风速或基本风压要考虑频率系数，地形、地理条件系数、高度系数和体型系数4种因素，根据需要乘以相应的系数，可求得设计风速和设计风压[7]：

$$F_{wh} = k_0 k_1 k_3 W_0 A_{wh}, \quad (1)$$

式中：W_0为基本风压；k_0为设计风速频率换算系数；

收稿日期：2009－12－31

基金项目：陕西省重点学科建设专项资金项目（E01004）；西安科技大学校青年科技基金项目（QN0909）

作者简介：郭 琦（1976—），男，博士，讲师，研究方向：混凝土结构及预应力检测与灾害评估，gq8558@126.com。

引文格式：郭琦，田巨峰，李青宁，等. 位于“V”型峡谷桥址的连续刚构桥风冲击模型与抗风设计［J］. 桂林理工大学学报，2010，30（2）：229－232.

k_1 为风载阻力系数;k_3 为地形、地理条件系数;A_{wh} 为迎风面积。

1.2 廓线指数风荷载模型Ⅰ

针对高墩下部结构的特点，构造廓线指数风荷载子模型Ⅰ。以《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004) 横桥向静风荷载值计算公式为基础，计入瞬时脉动风压的影响，建立的风载-高度相关关系：

$$\begin{cases} F_l(z) = \dfrac{3.334 z^{0.3195} b}{g \cdot e^{0.0001 z}}, \\ F_c(z) = \dfrac{2.333 z^{0.3195}(2(H-z)i + a)}{g \cdot e^{0.0001 z}}。 \end{cases} \quad (2)$$

式中：$F_l(z)$、$F_c(z)$ 分别为纵、横桥向作用于高墩的风荷载值；H 为墩身高度；b 为墩身顺桥向截面短边尺寸；a 为墩身横桥向宽度突变截面短边尺寸；i 为墩身截面变化坡比；g 为重力加速度，按 9.81 m/s^2 取用。

1.3 动力冲击风荷载模型Ⅱ

根据桥址处动风荷载的分布与变化规律，结合最大悬臂时上部箱梁的受力特点，构造如图 1 所示的半波正弦动力冲击荷载子模型，并作用于上部结构以分析其抗风性能。模型的数学表达式

$$F(t) = F_m \sin(\psi_t \pi)。 \quad (3)$$

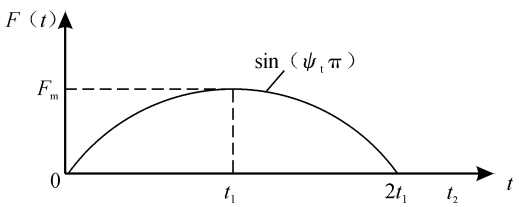


图 1 动力冲击荷载模型Ⅱ

Fig. 1 Impacting loading model Ⅱ

式中：F_m 为动力冲击风荷载峰值；ψ_t 为风载时间历程参数，用式(4) 求得，

$$\psi_t = \frac{(t_2 - 2t_1)t^2 + (2t_1^2 - t_2^2)t}{2(t_1^2 t_2 - t_1 t_2^2)}。 \quad (4)$$

式中：t_1 为动力风荷载到达峰值的时间；t_2 为动力风荷载作用 1 个周期的时间。

根据风冲量的平衡关系可求得峰值 F_m

$$\int_0^{t_2} F(t)\,dt = \frac{F_m}{F_{(wh,0.5)}} t_2。 \quad (5)$$

式中：$F_{(wh,0.5)}$ 为相应阶段静风荷载的半分位值。

2 抗风构造设计

2.1 工程概述

以一座采用移动挂蓝悬臂浇注施工的跨径布置 85 m + 4 × 160 m + 85 m 的预应力混凝土连续刚构桥为例。桥面总宽度 26 m，按两幅布置。上部结构箱梁根部梁高 9.5 m，跨中梁高 3.5 m。箱梁 0#节段长 14 m，每个悬浇“T”纵向对称划分为 20 块。下部结构中 10#、11#及 12#主墩均为超过百米的高墩，其中 11#主墩最大高度 153 m（图 2）。

2.2 主墩抗风构造

11#主墩墩身采用双肢矩形空心墩，纵桥向采用等截面形式，横桥向在根部 48 m 范围内按照坡比为32∶1采用变截面形式，其余为等截面。墩身采用 C50 混凝土，滑模或翻模施工。纵桥向抗风构造在纵桥向主墩的双薄壁墩之间设置 2 道系梁，高墩墩底和墩顶横截面如图 3 所示。同时，为保证高墩在横桥向的抗风整体性，该桥在横桥向左右幅墩顶 0#块内设置了 4 道截面为 0.5 m × 2.0 m 的风撑横系梁特殊构造措施，其构造如图 4 所示。

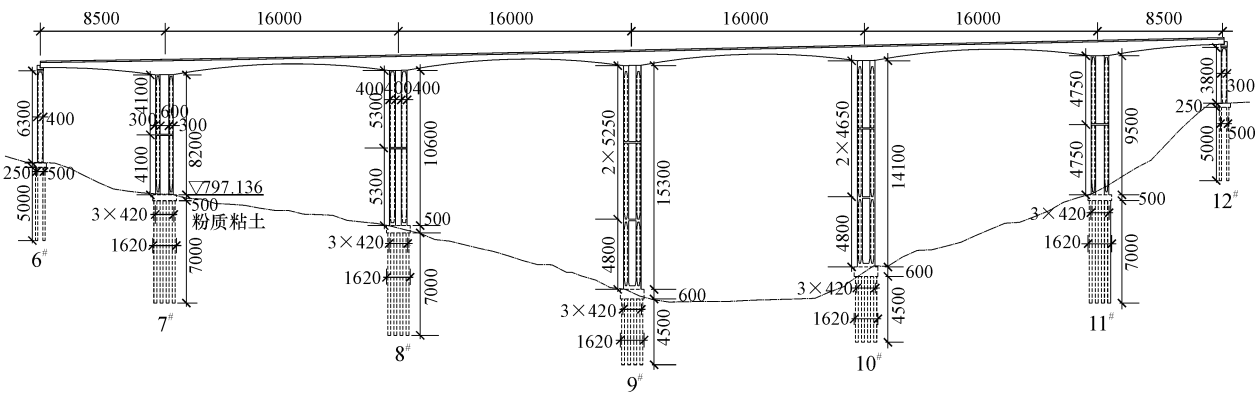


图 2 总体布置(单位:cm)

Fig. 2 General layout drawing

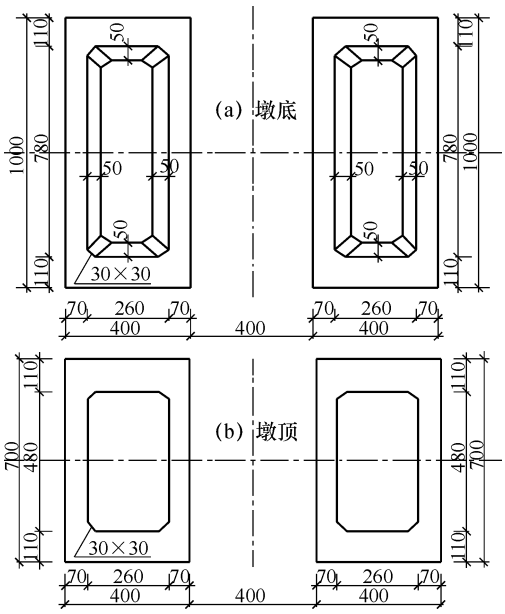


图 3　11#主墩墩底(a)、墩顶(b)横截面(单位:cm)

Fig. 3　Section of 11# pier bottom (a) and pier top (b)

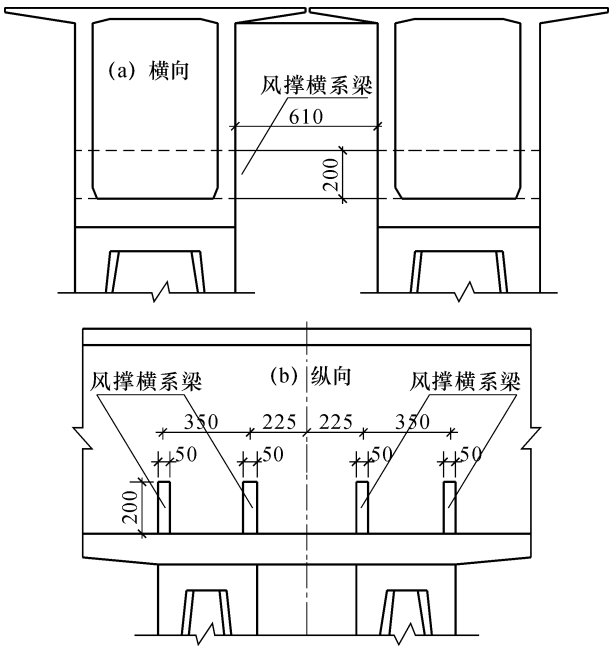


图 4　风撑横系梁构造(单位:cm)

Fig. 4　Structural diagram for straining beam of wind bracing

3　结构抗风分析

3.1　分析模型

根据文献［1］所述，采用平衡悬臂施工的连续刚构桥高墩的抗风安全性主要体现在最大悬臂施工阶段的响应上。因此，文中综合考虑钢筋、劲性骨架及混凝土的作用，同时为了重点检验高墩抗风构造措施的有效性，将左右幅两个单 T 耦合考虑，建立了高墩精细化数值模型。

对依托工程在悬臂施工过程中共形成 5 个 T 构，在仿真分析中采用 2 种风荷载模型进行对比分析。图 5 为箱梁和桥墩的单元坐标系。

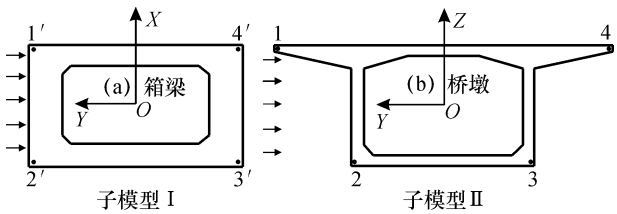


图 5　箱梁(a)和桥墩单元(b)坐标系

Fig. 5　Elemental coordinate system for pier(a) and box girder(b)

风荷载模型的取用参数分别为：对于廓线指数风荷载模型Ⅰ，高墩几何构造基本参数按照依托工程 11#主墩取用，根据 100 年重现期基本风压的下限值按 0.35 kN/m^2 取用计算得到 11#主墩单 T 最大悬臂阶段的静风荷载 F_{wh} = 324.6 kN；对于动力冲击风荷载模型Ⅱ，按 t_1 = 4 s、t_2 = 10 s 取用。

3.2　计算结果

风荷载引起的桥梁结构 11#高墩墩侧向位移结果见表 1。仅作用动力风荷载引起的 11#墩关键截面应力结果见表 2。为了反映受拉侧应力的情况，墩底截面应力为图 5 中 1′号点的应力结果，施工阶段中箱梁截面应力为 1 号点（箱梁顶板）的应力结果。

3.3　抗风分析结果

依据表 1 与表 2 的计算结果进行抗风分析，分析结果如下：

(1) 对于高墩在风荷载下的位移与应力响应而言，构造的动风荷载模型下的效应比静力风荷载下的效应均大 3 倍以上。

(2)左右两幅箱梁间采用风撑横系梁构造措施可显著减小横桥向风荷载作用下的结构应力和位移响应，最大减小幅度达到 73.9%。

(3) 在有风撑横系梁构造的工况下，桥墩墩顶在最大悬臂阶段时出现侧向最大位移 11.9 cm，桥墩墩底截面应力为 1.65 MPa 拉应力，虽未超过容许值，但应考虑采取适当的抗风措施。

4　结　论

(1) 对于高墩无论从横桥向位移还是从应力的角度分析,静力风荷载的效应均小于动力冲击

表 1 风荷载引起的桥梁结构侧向位移

Table 1 Response of lateral displacement under wind loading cm

分析工况	静力风荷载模型				动风荷载模型(下部模型Ⅰ,上部模型Ⅱ)			
	箱梁最大位移		桥墩最大位移		箱梁最大位移		桥墩最大位移	
	对应位置	Y 方向位移	对应位置	Y 方向位移	对应位置	Y 方向位移	对应位置	Y 方向位移
无风撑横系梁	最大悬臂	8.2	墩顶截面	7.5	最大悬臂	30.3	墩顶截面	27.1
有风撑横系梁	端截面	3.6		3.4	端截面	13.8		11.2

表 2 风荷载引起的结构应力

Table 2 Response of structural stress under wind loading

分析工况	静力风荷载模型		动风荷载模型(下部模型Ⅰ,上部模型Ⅱ)	
	对应位置	应力/MPa	对应位置	应力/MPa
无风撑横系梁	墩底截面	-0.89	墩底截面	-2.87
	墩身突变截面	-0.90	墩身突变截面	-3.38
	箱梁根部截面	-0.17	箱梁根部截面	-0.56
有风撑横系梁	墩底截面	-0.46	墩底截面	-1.77
	墩身突变截面	-0.34	墩身突变截面	-1.64
	箱梁根部截面	-0.16	箱梁根部截面	-0.29

注:压应力为正,拉应力为负。

风荷载效应,而构造的上下部区别对待的风荷载模型更能代表实桥的风-结构相互作用状况,依此结果进行抗风设计偏于安全。

(2) 桥梁在施工过程中随着 T 构悬臂段不断延长,迎风面积不断增大,由风荷载引起的效应也逐渐增大。在实桥条件许可的情况下,对于左右分幅的连续刚构桥,通过增设风撑横系梁构造可有效增强高墩的横向抗风性能。

(3) 对于刚性较大的高墩大跨径连续刚构桥,在风荷载作用下的受拉侧应力满足混凝土结构强度要求。

参考文献:

[1] 马保林. 高墩大跨径连续刚构桥 [M]. 北京:人民交通出版社, 2001.

[2] 李开言. 双肢薄壁高墩刚构桥悬臂风效应研究 [D]. 长沙:中南大学, 2005.

[3] 司学通, 郭文华. 高墩大跨连续刚构桥最大悬臂阶段风致响应及其对施工人员的影响 [J]. 铁道科学与工程学报, 2007, 4 (4): 17-22.

[4] 陈艾荣, 项海帆. 悬臂施工中的刚构桥梁的风荷载计算方法 [J]. 公路, 1998 (3): 7-10.

[5] 王少喻, 李文兴, 金凌志, 等. 体外预应力连续梁折线形体外索几何参数对综合弯矩的影响 [J]. 桂林工学院学报, 2007, 27 (1): 61-64.

[6] 梁枢果, 刘胜春, 张亮亮, 等. 矩形高层建筑横风向动力风荷载解析模型 [J]. 空气动力学学报, 2002, 20 (1): 32-38.

[7] 王文中, 刘刚亮, 顾金钧. 虎门大桥辅航道桥悬臂施工阶段风致抖振的控制 [J]. 桥梁建设, 2002 (5): 50-53.

Wind Impacting Model and Wind-Resistant Design of Continuous Rigid-Frame Bridge at V-Shape Valley

GUO Qi[1a,1b], TIAN Ju-feng[2], LI Qing-ning[1a], YIN Hai-jun[1a]

(1. a. *School of Civil Engineering*; b. *Key Laboratory of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Ministry of Education, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an* 710055, *China*; 2. *Shaanxi Highway Research Institute, Xi'an* 710064, *China*)

Abstract: Long-span and high-pier continuous rigid-frame bridges constructed by balanced cantilever method at V-shape valley, detailed analysis on response of wind impacting is the key to ensure structural safety during constructional stage. A dynamic wind loading model is built for a continuous rigid-frame bridge with the highest pier up to 153 m and the combination of span is 85 m + 4 × 160 m + 85 m, with different superstructure and substructure in accordance with wind environment. Comparative analysis is made between static wind loading model and dynamic one in the key constructional stage-maximum cantilever stage and optimized wind-resistant structure is designed. The result shows that the displacement and stress of dynamic wind loading model for super high-pier are three times larger than that of static one. The straining beam of wind bracing may reduce the displacement of super high-pier top under wind loading evidently up to 73.9%. The lateral displacement at the top of the pier is 11.9 cm and the stress is 1.65 MPa at the bottom in the largest cantilever stage. Within permitted ones, however appropriate wind resistant ways may be adopted.

Key words: continuous rigid-frame bridge; cantilever erection; wind impacting model; straining beam of wind bracing