

文章编号: 1002-0268 (2003) 01-0071-03

广东金马大桥动力分析

颜娟, 张哲, 黄才良
 (大连理工大学, 辽宁 大连 116023)

摘要: 横跨广东西江的金马大桥是一座独塔斜拉桥与两侧刚构相连的混凝土协作体系桥梁。本文用子空间迭代法对这种新颖结构的动力特性进行计算, 根据反应谱理论分析该桥的抗震性能, 并利用经验公式和节段模型试验分析大桥的抗风性能。结果表明, 尽管本桥采用边主梁式的抗扭能力较差的主梁截面, 但是本桥的抗震抗风能力是有保证的。

关键词: 斜拉桥; 模型; 动力分析

中图分类号: U448.27

文献标识码: A

Dynamic Analysis for Guangdong Jinma Bridge

YAN Juan, ZHANG Zhe, HUANG Cai-liang

(Dalian University of Technology, Liaoning Dalian 116023, China)

Abstract: Jinma bridge is the concrete cable-stayed bridge with one tower cooperated with rigid frames on both sides, which was erected over the Xijiang River in Guangdong province. In this paper, the dynamic characteristic of Jinma bridge is analyzed by sub-space iteration method. The authors calculate the seismic capacity of this bridge according to the theory of earthquake response spectrum, and analyze the anti-wind characteristic of this bridge by the experience formula and the segment modal experiment. It is found that the aseismic and anti-wind capacity of this bridge is ensured although the torsional resistibility of the main girders of this bridge is not good.

Key words: Cable-stayed bridge; Models; Dynamic analysis;

0 桥梁概况

金马大桥位于广东省广肇高速公路上, 横跨西江, 全长 1 912.6m, 其中主桥为 566m, 采用斜拉桥与刚构的协作体系, 引桥为跨径 30m 的预应力连续梁桥。斜拉桥双向对称悬臂长 223m, 两侧刚构双向对称悬臂长 60m, 形成主跨为 60m+283m+283m+60m 的跨径组合 (图 1)。金马大桥采用双索面密索扇形布置, 主梁标准断面由两侧的实体边主梁和间距 4m 的横隔梁组成梁格体系, 桥面总宽 28.6m, 梁上索距为 8m。两侧刚构采用双箱单室截面, 箱梁根部梁高 8m, 端部梁高 2m, 基础采用双薄壁柔性墩, 满足水平变位的要求。该桥 283m 的主跨是世界上最大跨径的独塔混凝土斜拉桥。因此, 对该桥抗震抗风能力的研究是十分重要的。

本文首先分析了金马大桥成桥运营阶段的动力特

性, 然后根据动力特性及反应谱理论计算分析了大桥的抗震性能, 最后通过节段模型试验及经验公式验证了主桥的颤振稳定性。得出的结论是本桥的抗震抗风能力是有保证的。

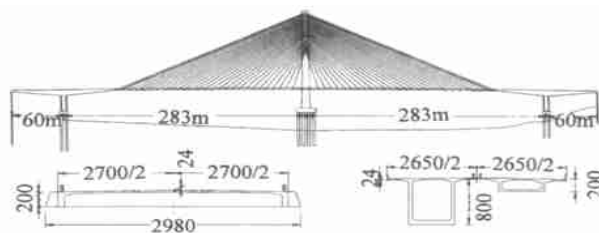


图 1 金马大桥总体布置图

1 动力特性分析

大桥的抗震抗风性能首先取决于大桥的结构动力特性。由于该斜拉桥侧的主梁采用边主梁开口截面,

收稿日期: 2002-01-17

作者简介: 颜娟 (1974-), 女, 山东潍坊人, 博士, 研究方向为现代斜拉桥设计理论。 http://www.cnki.net

刚构侧采用双箱截面，所以计算时斜拉桥侧采用三梁式模型，这样可以考虑约束扭转刚度对结构的影响。结构计算模型见图2。

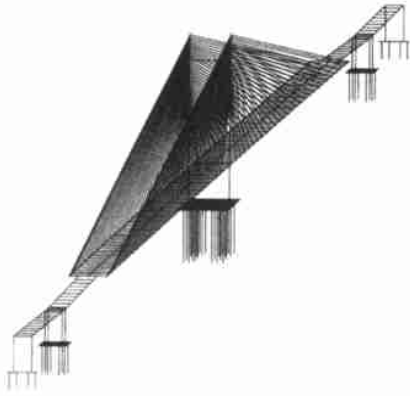


图2 结构动力计算模型

模型的约束条件如下：^①塔柱在承台顶嵌固；^④由于该桥为梁塔墩固结体系，所以主梁嵌固在塔柱中；^②主墩承台下为24根嵌岩桩，所以桩底为固定端；^③1/4 T构的边墩处设置连接单元模拟支座的功能；^⑤1/2拉索与主梁连接处、塔柱与塔柱横梁的交点处等地方使用刚臂单元。

在计算中发现，影响结构自振频率的最关键因素是桥面质量的分布，本计算采用将桥面质量分配到3片主梁，质量惯矩由边梁提供 $M = M_1 + 2M_2$, $I_M = 2M_2 \cdot b^2$ ，式中， I_M 为质量惯矩。在计算中要正确考虑桥面铺装、栏杆、防撞墙、路灯等桥面设施的质

量。通过子空间迭代法可以求出所需要的自振频率和相应的振型向量，对于斜拉桥的抗震抗风来说，取前20阶自振频率和相应振型就足够精确了。限于篇幅，下表中仅列出3种基阶振型的频率和周期。3种基阶振型图见图3~图5。

结构基阶频率周期值				表1	
侧向弯曲		竖向弯曲		扭 转	
频率(Hz)	周期(s)	频率(Hz)	周期(s)	频率(Hz)	周期(s)
0.354	2.82	0.243	4.12	0.489	2.01

2 抗震性能分析

本文主要根据反应谱理论分析金马大桥的地震响应，反应谱方法的特点是可以较少的计算量获得结构的最大反应值。结构地震振动方程为

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = -[M]\{I\}\ddot{\delta}_g(t)$$

式中， $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ 分别为体系的质量矩阵、阻尼矩阵、刚度矩阵； $\{\delta\}$ 是相对位移矢量； $\ddot{\delta}_g$ 是地面加速度。

广东三水地区的基本烈度为6度，对重大工程要提高1度设防，所以本计算按7度设防，按《公路工程抗震设计规范》中的II类场地给出的反应谱，取前20阶振型进行组合。计算得到各主要部位的地震反应列于表2，经验算，地震反应值均小于结构静力计算的控制值。所以本桥的抗震能力是有保证的。

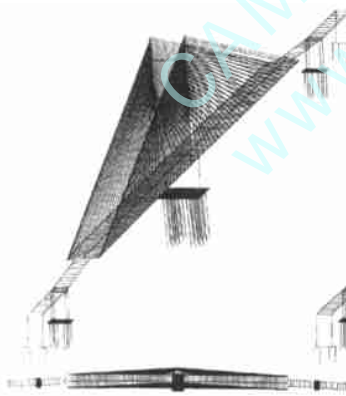


图3 一阶侧弯振型



图4 一阶竖弯振型

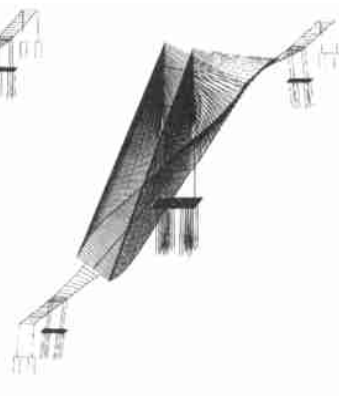


图5 一阶扭转振型

3 抗风稳定性分析

3.1 设计基准风速、颤振检验风速的确定

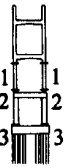
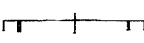
根据全国基本风压分布图，广东三水地区的基本风压为700Pa（标准高度20m，平均时距10min，重现期100年），推算出相应的基本风速 $U_{10} = 28\text{m/s}$ ；根

据三水市气象局最近38年的气象资料，10min平均最大风速为 $U = 22\text{m/s}$ （1975年10月），小于桥梁规范中的取值。因此，从偏保守的方面考虑，基本风速取用桥梁规范规定值 $U_{10} = 28\text{m/s}$ 。

金马大桥桥位地表粗糙度按II类场地计算，主桥高出水面30m作高度修正，可得到设计基准风速

$$U_d = 33 \text{ m/s}_0$$

结构主要部位的地震反应 表 2

部位	截面	横向反应		纵向反应		竖向反应	简图
		弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)	轴力 (kN)	
塔柱	1-1	13700	828	15175	580	1545	
	2-2	21193	1331	29118	689	1947	
	3-3	35923	2129	46515	1750	2360	
主梁	最大	竖向: 10mm	纵向: 90mm	纵向: 49mm	纵向: 15mm		
	位移	横向: 48mm					

金马大桥主跨长 283m, 参照《公路桥梁抗风设计指南》按 II 类场地计算, 考虑风速的脉动影响及水平相关特性的无量纲修正系数 $\psi_f = 1.31$, 并考虑风洞实测误差及设计、施工中不确定因素的综合安全系数 $K = 1.2$ 。则成桥状态的颤振检验风速

$$[U_{cr}] = K \psi_f U_d = 51.9 \text{ m/s}$$

3.2 Vanderput 公式

$$V_{cr1} = \eta \cdot [1 + (\varepsilon - 0.5) \sqrt{0.72 \mu r / b}] \cdot \omega_h \cdot b \quad (1)$$

式中, η 为主梁截面形状影响系数, 本桥取 $\eta = 0.6$; b 为半桥宽; r 为惯性半径; ε 为扭弯频率比; $\mu = (m / \pi \rho) \cdot b^{-2}$; ρ 为空气密度; m 为主梁单位长度质量; ω_h 为基阶竖弯自振圆频率。根据 Vanderput 公式计算的颤振临界风速

$$V_{cr1} = 144.2 \text{ m/s}$$

3.3 Herzog 公式

$$V_{cr2} = T_h^{-1} \cdot B \cdot f_T \quad (2)$$

式中, T_h^{-1} 为西奥多森数的倒数, $T_h^{-1} = 2.5 \sqrt{\mu / k}$; f_T 为基阶扭转自振频率; B 为全桥宽。由此式估算 $V_{cr2} = 167.1 \text{ m/s}$ 。与 (1) 式相比取较小的 $V_{cr1} = 144.2 \text{ m/s}$, 相对于平板临界风速的截面形状折减系数

η_b 取 0.70, 攻角效应折减系数 η_a 取 1.0, 则实际桥梁断面的颤振临界风速 $U_{cr} = \eta_b \eta_a V_{cr} = 100.9 \text{ m/s}$ 。 $[U_{cr}] = 51.9 \text{ m/s} \ll U_{cr} = 100.9 \text{ m/s}$, 所以本桥能有效防止发散的自激风振。

3.4 颤振试验

为了确保大桥的抗风安全, 又进行了多项模型风洞试验, 试验是在北京大学力学系具有开口圆截面试验段、直径为 2.25m 的风洞中进行的。风速范围从 3m/s 可达 50m/s 以上。模型的缩比为 1:75, 除几何相似外, 也应满足惯性参数 $m / (B^2)$ 、 $I_m / (B^4)$ 相似。

在节段模型颤振试验中, 0° 攻角的颤振临界风速最低。此时振动发散的临界风速为 9~10m/s, 根据相似条件换算得 $V_{cr} = 9 \times \sqrt{75} = 77.9 \text{ m/s}$ 。可以看出实测的临界风速偏小, 这是因为模型振动的阻尼比 $\xi = 0.0028$, 比实际桥的阻尼比 ($\xi = 0.015$) 低的缘故。在模型试验中没有出现涡振现象。通过试验可以看出本桥的颤振临界风速高于本桥的颤振检验风速, 说明本桥具有足够的抗风稳定性。

4 结论

(1) 虽然本桥采用了抗扭刚度较弱的 π 型开口截面, 但是由于桥面较宽, 边主梁又布置成倾斜的梯形, 桥塔截面刚度较大, 而且采用空间索面布置及梁、塔、墩固结体系, 使该桥的整体刚度较高。

(2) 由节段模型风洞试验得到, 成桥状态在 0° 攻角时为最不利状态, 但是能够满足颤振检验风速的要求。

(3) 本桥的抗震抗风能力都是有保证的。

参考文献:

- [1] 范立础. 桥梁抗震 [M]. 同济大学出版社, 1996
- [2] 北京大学力学系与工程科学系. 金马大桥节段模型风洞试验报告 [M]. 1999.
- [3] 项海帆, 等. 公路桥梁抗风设计指南 [M]. 人民交通出版社, 1996.