

文章编号: 1000-4750(2011)Sup.II-0011-13

大跨度桥梁抗风的技术挑战与精细化研究

葛耀君

(同济大学桥梁工程系、土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘 要: 以我国 30 年大跨度桥梁的快速发展为研究背景, 对三种大跨度桥梁的抗风技术挑战进行了分析, 着重探讨了悬索桥的颤振性能及其控制、斜拉桥风振性能与拉索风雨振和拱式桥涡激共振及其控制, 并提出了特大桥梁风振精细化理论和方法。研究表明: 悬索桥的颤振稳定性跨径上限约为 1500 m, 超过甚至接近这一上限时, 必须采取措施改善加劲梁的抗风稳定性; 千米级大跨度斜拉桥仍具有足够高的颤振临界风速, 其主要抗风问题是长拉索的风雨振动; 大跨径拱桥除了个别有涡振问题之外, 还没有受到结构抗风性能的影响。特大桥梁精细化研究涉及到了三维桥梁颤振精确分析的全模态方法、任意斜风作用下桥梁抖振频域分析方法、基于二阶矩理论和首次超越理论的桥梁颤振和抖振可靠性评价方法, 揭示了桥梁颤振演化规律、驱动机理和控制原理。

关键词: 悬索桥; 斜拉桥; 拱桥; 颤振; 抖振; 涡振

中图分类号: U448.25; U448.27 **文献标志码:** A

TECHNICAL CHALLENGES AND REFINEMENT RESEARCH ON WIND RESISTANCE OF LONG-SPAN BRIDGES

GE Yao-jun

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

Abstract: With the rapid development of long span bridges in China in past three decades, this paper presented technical challenges of wind resistance on three type long-span bridges, including flutter instability and control of suspension bridges, wind induced vibration of cable stayed bridges and control of wind-rain induced cable vibration, vortex induced vibration and control of arch bridges, and the refinements on aerodynamic flutter and buffeting of super long span bridges. It can be concluded that the intrinsic limit of a span length due to aerodynamic stability is about 1,500m for suspension bridges, and beyond or even approaching this limit, designers should be prepared to improve its aerodynamic stability. The cable-stayed bridges with a main span over 1000m have high enough critical flutter speed, but the main aerodynamic concern is the rain-wind induced vibration of long stay cables. Except one example of vortex-induced vibration, long-span arch bridges have no wind resistance problem. The refinement research on wind resistance of long-span bridges was also introduced with a full-mode flutter analysis method, the bridge buffeting frequency-domain analysis under skew wind action, the bridge flutter and buffeting reliability evaluation method based on second order theory and first passage theory, and the unveiling of a bridge flutter evolution process, generation mechanism and control law.

Key words: suspension bridge; cable-stayed bridge; arch bridge; flutter instability; buffeting response; vortex induced vibration

自 1978 年改革开放以来, 我国经济的高速发展对交通基础设施建设提出了巨大的需求。在过去的 30 多年里, 我国建成了数以十万计的桥梁, 涌

现出了为数众多的大跨度桥梁, 已经建成的 400m 以上跨度的桥梁就有 64 座, 包括 18 座悬索桥、36 座斜拉桥和 10 座拱式桥^[1]。其中, 最具代表性的 4

收稿日期: 2011-06-19

基金项目: 国家自然科学基金重大项目(59895410); 重点项目“超大跨度桥梁风致突变关键效应与过程控制”(90715039)

作者简介: 葛耀君(1958—), 男, 上海人, 教授, 博士, 主要从事桥梁抗风研究(E-mail: yaojunge@tongji.edu.cn)

座大跨度桥梁是：1991年建成的423m跨度的上海南浦大桥，它是我国第一座跨度超过400m的现代化桥梁；2003年建成的上海卢浦大桥，以550m的跨度创造了新的拱式桥世界记录，获得了2008年国际桥梁与结构工程协会(International Association for Bridge and Structural Engineering)杰出结构奖；2008年建成的世界最大跨度斜拉桥——苏通长江大桥，将斜拉桥跨度的世界记录提高到1088m；2009年建成的1650m跨度的舟山西堠门大桥，是目前世界上跨度最大的钢箱梁悬索桥，并且在国际上首次采用新型分体式钢箱梁技术提升了钢箱加劲梁悬索桥的抗风性能和跨越能力^[2]。

随着桥梁跨径的不断增大，结构质量越来越轻、结构刚度越来越小、结构阻尼越来越低，从而导致了风致作用的敏感性越来越大。从1818年有桥梁风毁记录资料以来，全世界已有近20座大跨度桥梁毁于强风，特别是1940年主跨853m的美国华盛顿塔可马大桥在八级大风作用下发生强烈的风致振动最终导致颤振坍塌，揭开了全世界大跨桥梁风致振动研究的历史。经过半个多世纪的理论研究和工程实践，到20世纪年末基本形成了传统的桥梁风致振动理论和方法。本文将主要介绍新世纪大跨度悬索桥颤振、斜拉桥拉索风雨振和拱式桥涡振等方面的工程技术挑战以及特大桥梁风振的精细化理论研究^[3]。

1 悬索桥的颤振稳定性

在过去的一个多世纪里，大跨度悬索桥的建设举世瞩目。悬索桥跨度从Brooklyn桥(1883年)的483m跨越一公里达到Geoger Washington桥的1067m(1931年)用了48年的时间，主跨的增大因子为2.2。在随后的50年中，跨度记录从Golden Gate桥到Verrazano桥，然后再到1410m的Humber桥(1981年)只增长了1.3倍，但是主跨1991m的Akashi Kaikyo桥(1998年)仅用17年就将跨度增大因子提升到1.4^[4]。表1列出了世界已经建成的十座最大跨径悬索桥，其中中国有5座、美国有2座，日本、丹麦和英国各有1座^[5]。前4座悬索桥和香港青马大桥都存在着颤振或涡振等风振问题，需要采取控制措施来改善桥梁的抗风性能，例如，香港青马大桥采用了开槽、润扬长江大桥采用了中央稳定板，大海带桥采用了导流板，舟山西堠门大桥采用了分体双箱梁，明石海峡大桥采用了开槽加稳定板形式

的桁梁等^[6]。

表1 世界跨径排名前10位的悬索桥

Table 1 Ten longest span suspension bridges in the world

| 跨径排序 | 桥名 | 主跨/m | 主梁形式 | 风致问题 | 控制措施 | 国家 | 建成年份 |
|------|---------|------|------|------|--------|----|------|
| 1 | 明石海峡大桥 | 1991 | 桁梁 | 颤振 | 开槽/稳定板 | 日本 | 1998 |
| 2 | 舟山西堠门大桥 | 1650 | 箱梁 | 颤振 | 分体箱梁 | 中国 | 2008 |
| 3 | 大海带大桥 | 1624 | 箱梁 | 涡振 | 导流板 | 丹麦 | 1998 |
| 4 | 润扬长江大桥 | 1490 | 箱梁 | 颤振 | 稳定板 | 中国 | 2005 |
| 5 | 亨伯大桥 | 1410 | 箱梁 | 无 | 无 | 英国 | 1981 |
| 6 | 江阴长江大桥 | 1385 | 箱梁 | 无 | 无 | 中国 | 1999 |
| 7 | 香港青马大桥 | 1377 | 桁梁 | 颤振 | 桁梁开槽 | 中国 | 1997 |
| 8 | 维伦扎诺大桥 | 1298 | 桁梁 | 无 | 无 | 美国 | 1964 |
| 9 | 金门大桥 | 1280 | 桁梁 | 无 | 无 | 美国 | 1937 |
| 10 | 阳逻长江大桥 | 1280 | 箱梁 | 无 | 无 | 中国 | 2007 |

1.1 润扬长江大桥

2005年建成的润扬长江大桥是中国第二、世界第四大跨径悬索桥。该桥为典型的三跨简支悬索桥，跨径布置510m+1490m+510m，如图1所示。加劲梁断面为传统的闭口钢箱梁，高3m，宽36.3m。桥面双向各3车道，每个车道宽3.75m，桥面两侧各留出一道3.5m宽的紧急停车带，如图2所示^[7]。

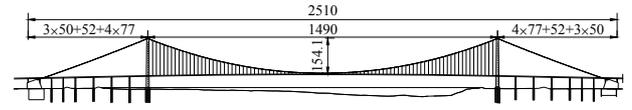


图1 润扬长江大桥立面图 /m

Fig.1 Elevation of Runyang Yangtze Bridge

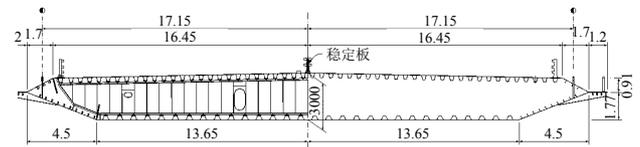


图2 润扬长江大桥主梁横断面 /m

Fig.2 Cross section of Runyang Yangtze Bridge

根据润扬长江大桥结构参数，对桥梁动力特性进行了有限元分析，计算获得了侧弯、竖弯和扭转振型的对称及反对称基频，并与同样是钢箱加劲梁的大海带大桥和西堠门大桥进行了比较，如表2所示。润扬长江大桥的竖弯和侧弯振动频率与另外两座钢箱梁悬索桥基本一致，但是扭转频率比其他两座悬索桥相对偏低，主要原因是钢箱梁梁高较小^[6]。

表2 钢箱梁悬索桥的基频

Table 2 Fundamental frequencies of box girder suspension bridges

| 桥名 | 跨径/m | 侧弯频率/Hz | | 竖弯频率/Hz | | 扭转频率/Hz | |
|---------|------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|
| | | 对称 | 反对称 | 对称 | 反对称 | 对称 | 反对称 |
| 润扬长江大桥 | 1490 | 0.0489 | 0.1229 | 0.1241 | 0.0884 | 0.2308 | 0.2698 |
| 大海带大桥 | 1624 | 0.0521 | 0.1180 | 0.0839 | 0.0998 | 0.2780 | 0.3830 |
| 舟山西堠门大桥 | 1650 | 0.0484 | 0.1086 | 0.1000 | 0.0791 | 0.2323 | 0.2380 |

为了研究润扬长江大桥的颤振稳定性,在同济大学 TJ-1 边界层风洞中首先进行了节段模型试验,几何相似比为 1:70,该风洞试验段宽 1.8m,高 1.8m,长 15m。第 1 阶段试验结果表明,原结构不能满足 54m/s 颤振检验风速的要求。为了提高结构的颤振稳定性,需考虑采取气动控制措施。在进一步的节段模型试验中,在主梁断面上增设了中央稳定板(如图 2)。为了确认节段模型风洞试验结果,又在同济大学 TJ-3 风洞中进行了全桥气弹模型试验,该风洞试验段宽 15m,高 2m,长 14m。节段模型试验(SM)和全桥气弹模型试验(FM)所获得的颤振临界风速如表 3 所示,通过比较可以发现两种试验结果十分接近,而 0.88m 高的中央稳定板(见图 3)能有效地提高颤振临界风速,以满足抗风稳定性要求^[2]。

表 3 润扬长江大桥颤振临界风速

Table 3 Critical flutter speed of Runyang Yangtze Bridge

| 箱梁构造外形 | 颤振临界风速/(m/s) | | | | 检验风速/(m/s) |
|----------------|--------------|--------|---------|---------|------------|
| | SM(0°) | FM(0°) | SM(+3°) | FM(+3°) | |
| 原箱梁结构 | 64.4 | 64.3 | 50.8 | 52.5 | 54 |
| 附加 0.65 m 高稳定板 | — | 69.5 | 58.1 | 53.8 | 54 |
| 附加 0.88 m 高稳定板 | — | 72.1 | 64.9 | 55.1 | 54 |
| 附加 1.10 m 高稳定板 | — | >75 | 67.4 | 56.4 | 54 |



图 3 润扬长江大桥的中央稳定板

Fig.3 Central stabilizer of Runyang Yangtze Bridge

1.2 舟山西堠门大桥

舟山西堠门大桥是浙江舟山连岛工程的主体工程,桥址选在册子岛和金塘岛之间水道最窄处,在靠近册子岛处有一个小岛,称为老虎礁,可以布置一个缆索承重桥梁的桥塔,另一个桥塔落在金塘岛的斜礁上。为了确定桥塔在金塘岛上的位置,进行了多种跨径方案的比选,例如,当跨径为 1310m 时的金塘侧桥塔基础将建在水下 35m 处,跨径为 1520m 时水深仍有 20m,而 1650m 是保证主塔基础不在水下的最小跨径。为了避免水下基础施工,西堠门大桥设计方案最终确定为两跨连续的悬索桥,主跨 1650m(图 4)^[8]。

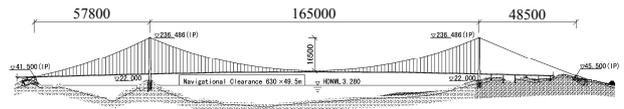
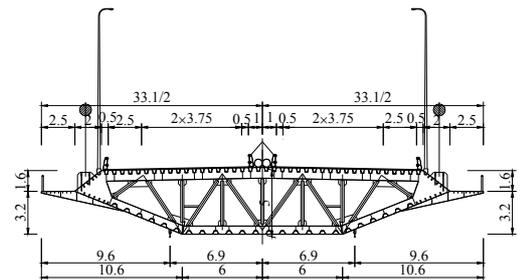


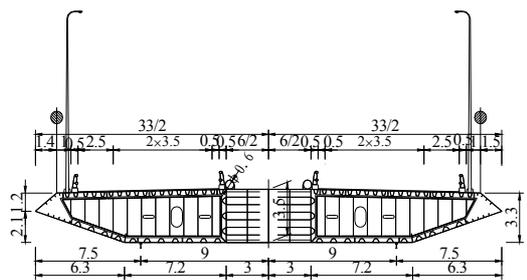
图 4 舟山西堠门大桥立面图 /m

Fig.4 Elevation of Zhoushan Xihoumen Bridge

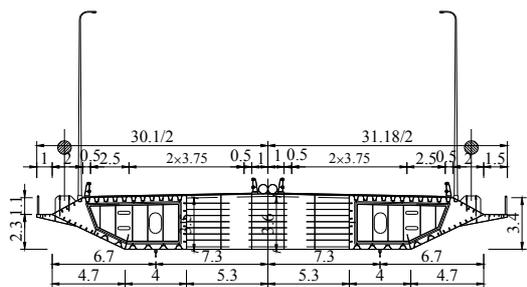
主跨 1490m 的润扬长江大桥的颤振临界风速是 51m/s,主跨 1624m 的大海带桥的颤振临界风速是 65m/s,根据这些现有桥梁的经验来判断,1650m 跨径的钢箱梁悬索桥将遇到颤振稳定性问题,更何况西堠门大桥的颤振检验风速要求更为严格,达到 78.7m/s。为此,在初步设计阶段提出了 4 种比选的钢箱梁断面,进行节段模型风洞试验。除传统的整体钢箱梁外,另外 3 种主梁断面形式分别为附加中央稳定板的单箱梁(图 5(a))、中央开槽宽 6m 的分体双箱梁(图 5(b))和中央开槽宽 10.6 m 的分体双箱梁(图 5(c))。其中,附加 2.2 m 高稳定板的单箱梁和两种分体双箱梁均能满足颤振稳定性的要求(表 4),最终采用了中央开槽宽 6m 的分体双箱梁,并进一步优化成如图 5(d)所示的断面形式^[9]。



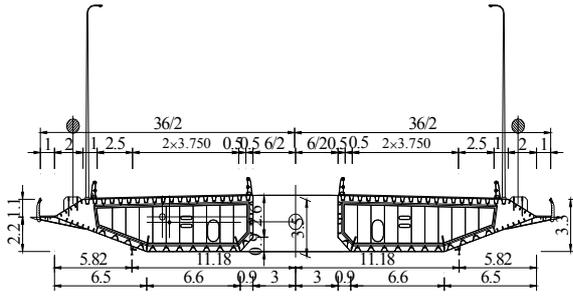
(a) 整体单箱梁



(b) 中央开槽宽 6 m 的分体双箱梁



(c) 中央开槽宽 10.6 m 的分体双箱梁



(d) 最终优化方案

图 5 舟山西垵门大桥箱梁断面比选方案 /m

Fig.5 Feasible schemes of box girders for Zhou Xihoumen Bridge

表 4 舟山西垵门大桥的颤振临界风速

Table 4 Critical Flutter speed of Zhoushan Xihoumen Bridge

| 箱梁外形 | 颤振临界风速/(m/s) | | | | 检验风速/ (m/s) |
|------------------|--------------|-------|-------|-------|----------------|
| | -3° | 0° | +3° | 最小值 | |
| 单箱梁 | 50.7 | 46.2 | 48.7 | 46.2 | 78.7 |
| 附加 1.2m 高稳定板的单箱梁 | >89.3 | >89.3 | 37.7 | 37.7 | 78.7 |
| 附加 1.7m 高稳定板的单箱梁 | 88.0 | >89.3 | 43.4 | 43.4 | 78.7 |
| 附件 2.2m 高稳定板的单箱梁 | >89.3 | >89.3 | 88.0 | 88.0 | 78.7 |
| 中央开槽 6m 宽的双箱梁 | 88.4 | >89.3 | >89.3 | 88.4 | 78.7 |
| 中央开槽 10.6m 宽的双箱梁 | >89.3 | >89.3 | >89.3 | >89.3 | 78.7 |

1.3 超大跨度悬索桥

作为人类的长久期待和梦想，超大跨度桥梁结构已经进入了一个新的发展时代，例如，意大利墨西拿海峡、中国琼州海峡、日本津轻海峡以及连接欧洲大陆和非洲大陆的直布罗陀海峡。作为最具挑战意义的桥梁跨径的极限，特别是悬索桥跨径的极限，一直是桥梁工程师们所关心的。为此，将 5000m 中跨和 1600m 边跨的三跨悬索桥作为极限跨径悬

表 5 主跨 5000m 悬索桥颤振临界风速

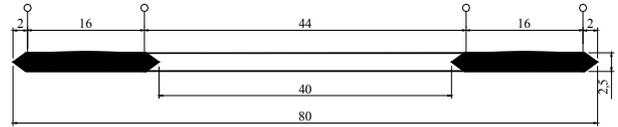
Table 5 Critical flutter speed of a 5000m spanned suspension bridge

| 主缆矢跨比 n | $m/(\times 10^4 \text{kg/m})$ | | $I_m/(\times 10^7 \text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{m})$ | | f_{β}/Hz | | f_{α}/Hz | | $U_{cr}/(\text{m/s})$ | |
|-----------|-------------------------------|------|---|------|-----------------------|---------|------------------------|---------|-----------------------|------|
| | WS | NS | WS | NS | WS | NS | WS | NS | WS | NS |
| 1/8 | 6.01 | 6.79 | 5.28 | 2.37 | 0.05955 | 0.05936 | 0.07090 | 0.09073 | 82.9 | 74.7 |
| 1/9 | 6.27 | 7.43 | 5.36 | 3.22 | 0.06126 | 0.06115 | 0.07207 | 0.08928 | 88.8 | 77.4 |
| 1/10 | 6.73 | 8.33 | 5.92 | 3.29 | 0.06219 | 0.06204 | 0.07268 | 0.08653 | 90.9 | 78.9 |
| 1/11 | 7.66 | 9.52 | 6.77 | 3.62 | 0.06237 | 0.06219 | 0.07269 | 0.08403 | 98.9 | 82.7 |

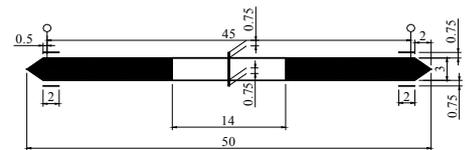
2 斜拉桥风振性能

斜拉桥的发展历史可以追溯到 18 世纪，许多早期的悬索桥就是悬索桥和斜拉桥的混合结构形式，比如，建成于 1883 年的 Brooklyn 桥。一般认为 Franz Dischinger 于 1955 年在瑞典建成的 Stromsund 桥是世界上第一座现代斜拉桥，该桥主跨 183m。20 年后，1975 年建成的 Saint-Nazaire 桥的跨度达到 404m，跨度的增长因子达到了 2.2 倍。

索桥进行抗风概念设计。为了提高加劲梁颤振稳定性，提出了两种断面型式，即如图 6(a)所示的宽开槽断面(WS)，以及带竖向和水平稳定板的窄开槽断面(NS)，如图 6(b)所示。WS 断面总宽 80m，采用 4 根主缆，而 NS 断面宽 50m，采用 2 根主缆^[11]。



(a) WS 断面



(b) NS 断面

图 6 宽开槽和窄开槽主梁断面的几何尺寸 /m

Fig.6 Detailed sizes of WS and NS cross sections

根据动力特性和风洞试验识别得到的颤振导数，并假定结构阻尼比为 0.5%，采用多模态颤振分析方法计算求得了颤振临界风速。广义质量和广义质量惯矩以及颤振临界风速如表 5 所示。对于两种断面，虽然扭转与竖弯频率比随 n 的减小而稍微递减，但是颤振临界风速均随着 n 的减小而增大，出现这一现象的最主要原因是颤振稳定性分析中广义质量特性的显著增加。在主缆矢跨比从 1/8 到 1/11 中，WS 断面和 NS 断面的最小颤振临界风速分别达到了 82.9m/s 和 74.7m/s，能够满足全世界大多数地区桥梁抗风性能的要求^[2]。

此后的 19 年时间里，先后有 Annacis 桥、Skarnsunde 桥、上海杨浦大桥和 Normandy 桥刷新了跨度世界记录，并以 856m 的跨度实现了又一个超过 2 倍的跨度增长因子。1999 年建成的跨度 890m 的 Tataru 桥和 2008 年建成的苏通长江大桥，又先后两次创造了斜拉桥跨度的世界记录^[6]。目前全世界跨度排名前 10 位的斜拉桥如表 6 所示，其中 7 座在中国、日本、法国和韩国各有一座^[12]。表 6 中，全部斜拉

桥均碰到了拉索风雨振动的问题，而且采用了一种到两种振动控制措施，包括在拉索表面刻凹坑或加螺旋线，以及在拉索下端部安装机械式阻尼器^[6]。

表 6 世界跨径排名前 10 位的斜拉桥

Table 6 Ten longest cable-stayed bridges in the world

| 跨径排序 | 桥名 | 主跨/m | 主梁形式 | 风致问题 | 控制措施 | 国家 | 建成年份 |
|------|--------|------|------|------|---------|----|------|
| 1 | 苏通长江大桥 | 1088 | 钢箱 | 拉索振动 | 凹坑/阻尼器 | 中国 | 2008 |
| 2 | 昂船洲大桥 | 1018 | 分体钢箱 | 拉索振动 | 凹坑/阻尼器 | 中国 | 2009 |
| 3 | 鄂东长江大桥 | 926 | 分离双箱 | 拉索振动 | 螺旋线/阻尼器 | 中国 | 2010 |
| 4 | 多多罗大桥 | 890 | 钢箱 | 拉索振动 | 凹坑/阻尼器 | 日本 | 1999 |
| 5 | 诺曼底大桥 | 856 | 钢箱 | 拉索振动 | 螺旋线/阻尼器 | 法国 | 1995 |
| 6 | 荆岳长江大桥 | 816 | 分离双箱 | 拉索振动 | 螺旋线/阻尼器 | 中国 | 2010 |
| 7 | 仁川大桥 | 800 | 钢箱 | 拉索振动 | 凹坑/阻尼器 | 韩国 | 2009 |
| 8 | 上海长江大桥 | 730 | 分体箱梁 | 拉索振动 | 螺旋线/阻尼器 | 中国 | 2009 |
| 9 | 上海闵浦大桥 | 708 | 桁梁 | 拉索振动 | 螺旋线/阻尼器 | 中国 | 2010 |
| 10 | 南京长江三桥 | 648 | 钢箱 | 拉索振动 | 螺旋线/阻尼器 | 中国 | 2005 |

2.1 千米级斜拉桥

20 世纪末，世界最大跨度的斜拉桥是 890m 的多多罗大桥。进入 21 世纪后，相继建成了 1088m 的苏通长江大桥、1018m 的香港昂船洲大桥和 926m 的鄂东长江大桥等破纪录的斜拉桥，这三座大桥不仅跨度有差别，而且采用了三种不同形式的主梁断面。其中，苏通长江大桥采用传统的整体钢箱梁，宽 35.4m，高 4m，如图 7 所示^[13]；香港昂船洲大桥为了满足塔柱从桥面中穿过，采用了流线型分体钢箱梁，宽 2×15.9m，高 3.9m，如图 8 所示^[14]；鄂东长江大桥采用顶板连续、底板间断的分离双箱梁，全宽 34.4m，梁高 3.8m，如图 9 所示^[15]。

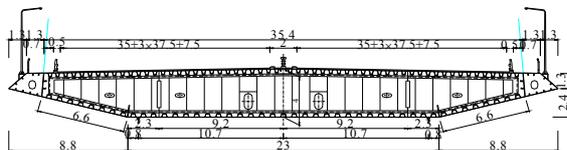


图 7 苏通长江大桥整体钢箱梁断面 /m

Fig.7 Single box girder of Sutong Yangtze Bridge

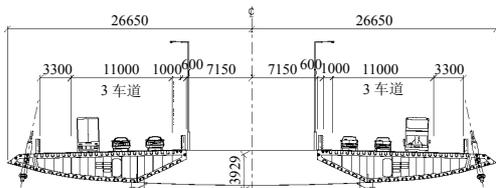


图 8 香港昂船洲大桥分体钢箱梁断面 /mm

Fig.8 Twin box girder of Stonecutters Bridge in Hong Kong

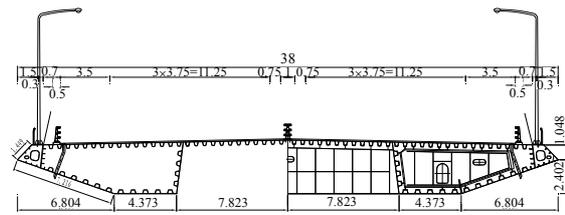


图 9 鄂东长江大桥分离双箱梁断面 /m

Fig.9 Isolated two box girder of Edong Yangtze Bridge

2.2 动力性能和气动稳定性

为了研究斜拉桥的动力特性，表 7 列出了 5 座主跨超过 800m 的斜拉桥的侧弯基频、竖弯基频和扭转基频。在这 5 座斜拉桥中，多多罗大桥是一个例外，该桥箱梁高度和宽度最小从而导致其基频最低，但是其扭转基频与竖弯基频的比值却最大。由于香港昂船洲大桥特有的分体双箱梁型式，该桥侧弯基频和竖弯基频排名倒数第二，但是扭转基频几乎与多多罗大桥和诺曼底大桥相等。作为跨度最长的斜拉桥，苏通长江大桥的扭转基频比其他 4 座斜拉桥都要大，主要原因是桥宽大，斜索面的有利作用比较大。表 7 中结构动力特性数值结果表明，斜拉桥基频受跨度的影响并不是十分敏感^[6]。

颤振是大跨度桥梁最重要的抗风稳定性能，为了确定颤振临界风速，可以通过节段模型风洞试验或全桥气弹模型风洞试验方法，也可以基于试验识别的气动导数进行数值计算。检验风速是通过设计基准风速的修正而获得的。这 5 座桥的颤振临界风速和检验风速如表 7 所示。由于这些斜拉桥采用了空间索面和闭口钢箱梁，均不存在颤振失稳问题，良好的颤振稳定性能可以支持斜拉桥的跨度进一步增长^[6]。

表 7 斜拉桥基频和颤振风速

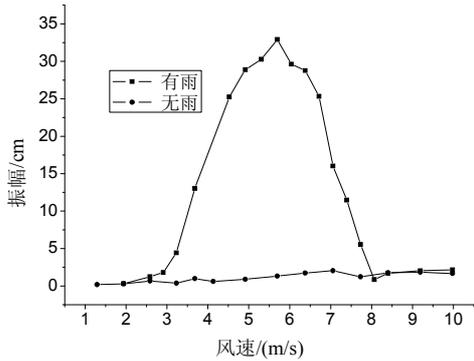
Table 7 Fundamental frequencies and critical flutter speeds of cable-stayed bridges

| 桥名 | 主跨/m | 侧弯 | 竖弯 | 扭转 | 频率比 (扭转/竖弯) | 颤振 风速 (m/s) | 检验 风速 (m/s) |
|--------|------|-----------|-----------|-----------|----------------|-------------------|-------------------|
| | | 基频/ Hz | 基频/ Hz | 基频/ Hz | | | |
| 苏通长江大桥 | 1088 | 0.104 | 0.196 | 0.565 | 2.88 | 88.4 | 71.6 |
| 昂船洲大桥 | 1018 | 0.090 | 0.184 | 0.505 | 2.74 | 140 | 79.0 |
| 鄂东长江大桥 | 926 | 0.153 | 0.235 | 0.548 | 2.33 | 81.0 | 58.6 |
| 多多罗大桥 | 890 | 0.078 | 0.139 | 0.497 | 3.58 | 80.0 | 61.0 |
| 诺曼底大桥 | 856 | 0.151 | 0.222 | 0.500 | 2.25 | 78.0 | 58.3 |

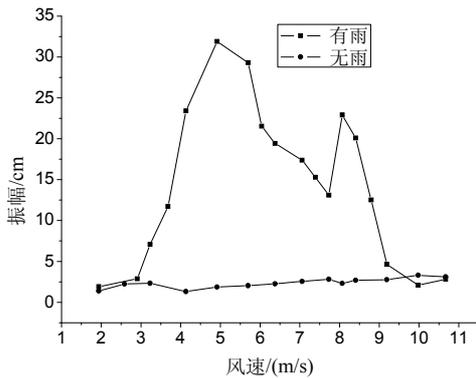
2.3 拉索风雨振动

表 6 所列的斜拉桥遇到的最普遍的抗风问题是拉索在风雨环境下的振动。为此，分别就苏通长江大桥外径为 139mm 拉索(采用最多)和 158mm 拉索(最长索)的原型进行了风洞试验，并且在无雨和有

雨两种条件下进行。风洞试验结果显示，两种拉索在风雨条件下的振动比干风条件下的振动要剧烈的多，如图 10 所示，它们的振幅超过了允许值 $L/1700$ ^[16]。然而，需要说明的是，拉索风雨振的振幅取决于几个主要因素，其中包括描述拉索空间状态的索倾角 α 和风偏角 β 、描述拉索动力特性的振动频率 f 和阻尼比 ξ 以及描述风雨作用状态的风速 U 和雨强 I 。



(a) $\phi 139$ 拉索



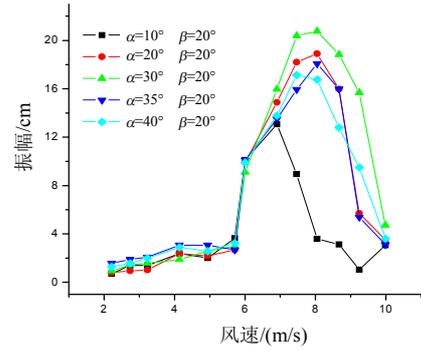
(b) $\phi 158$ 拉索

图 10 干风和风雨条件下的拉索振动

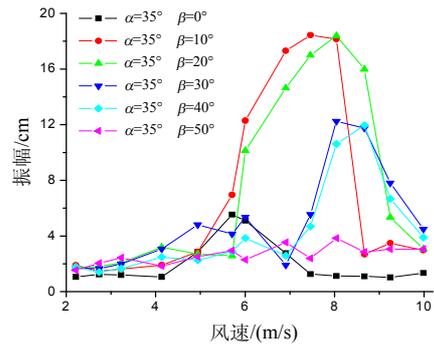
Fig.10 Cable vibration under dry wind and rain wind

图 11 给出了 $\phi 139$ 拉索空间状态的比较试验结果，从中可以找到最不利的空间状态是索倾角 $\alpha=30^\circ$ 和风偏角 $\beta=20^\circ$ ，发生风雨激振的风速范围在 $7\text{m/s}\sim 11\text{m/s}$ ^[17]。

图 12 给出了 $\phi 139$ 拉索动力特性的比较试验结果，从中不难发现：振动频率越高、拉索风雨振动振幅就越小，当振动频率高于 1.5Hz 时，拉索风雨振动就完全消失了；阻尼比越大、拉索风雨振动振幅也越小，当阻尼超过 0.3% 时，拉索风雨振动被完全抑制了。增大拉索阻尼比可以采用基于不同机理的阻尼器，如油阻尼器、油粘性剪切型阻尼器、摩擦型阻尼器、高阻尼橡胶阻尼器、磁力阻尼器和电力阻尼器等^[17]。



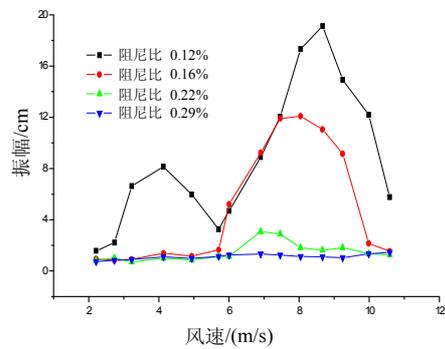
(a) 索倾角影响



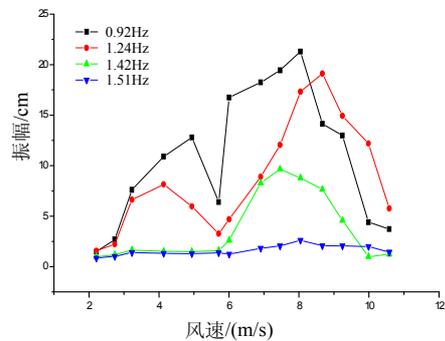
(b) 风偏角影响

图 11 拉索不同空间状态下的风雨振动

Fig.11 Wind and rain induced vibration of stay cable under different spatial states



(a) 阻尼比影响

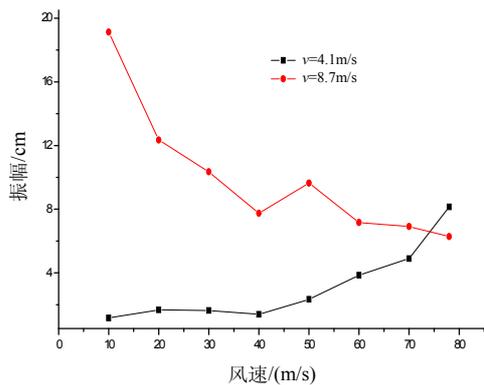


(b) 振动频率影响

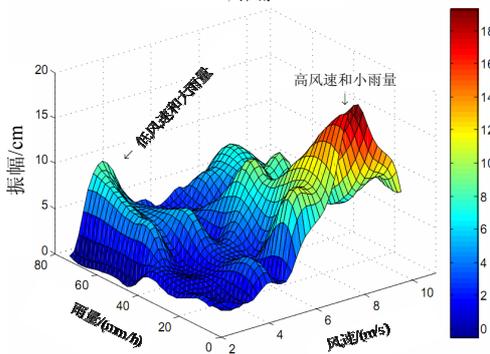
图 12 拉索不同动力特性下的风雨振动

Fig.12 Wind and rain induced vibration of stay cable under different dynamic characteristic

图 13 给出了 $\phi 139$ 拉索风雨环境的比较试验结果,当风速固定在 4.1m/s 时,拉索风雨振动振幅随雨量的增大而增大;当风速固定在 8.7m/s 时,拉索风雨振动振幅随雨量的增大而减小。在风速雨量进行完全组合的试验环境下,拉索风雨振动发生在低风速(4.1m/s)和大雨量(80mm/h)以及高风速(8.7m/s)和小雨量(20mm/h)的条件下,前者在拉索顶部形成一条水线,而后者在拉索顶部和底部各形成一条水线。在低风速和小雨量以及高风速和大雨量的情况,没有发现拉索风雨振动^[17]。



(a) 雨量影响
风和雨



(b) 风速/雨量组合影响

图 13 拉索不同风雨环境下的风雨振动

Fig.13 Wind and rain induced vibration of stay cable under different wind and rain condition

控制拉索风雨振动的有效方法是防止拉索表面形成水线,因为水线是导致拉索风雨振动的直接原因。防止拉索表面形成水线的措施目前主要有拉索表面缠绕螺旋线和刻制凹坑,试验结果表明两种措施都能有效地将拉索风雨振动的振幅减小到允许值范围内^[17]。

3 拱桥的涡激振动

拱桥是一种古老的桥型,源于石拱。建于公元 618 年的赵州桥是当时世界跨度最大的拱桥,跨度

为 37m,直到 14 世纪这个拱桥的跨度记录才被改写。当拱桥进入钢拱桥时代时,跨度才有了快速的发展。20 世纪 30 年代,2 座著名的大跨度钢拱桥相继竣工,即美国主跨 504m 的 Bayonne 桥和澳大利亚主跨 503m 的 Sydney Harbor 桥,它们将最大跨度的记录保持了近 45 年,直到 1977 年美国主跨 518m 的 New River Gorge 桥建成。21 世纪来临后,我国已经建设了几座打破拱桥跨度记录的著名拱桥,例如,主跨 420m 的四川万县大桥是跨度最大的混凝土拱桥,主跨 460m 的四川巫山大桥是跨度最大的钢管混凝土拱桥,主跨 550m 的上海卢浦大桥是跨度最大的钢拱桥,最近建成的重庆朝天门大桥以其 552m 的跨度再次创造新的拱桥跨度记录^[6]。世界十座最大跨度拱桥如表 8 所示,其中中国占有 7 座、美国有 2 座、澳大利亚有 1 座。只有上海卢浦大桥曾经遇到了风致振动问题,即涡激共振,该桥涡振主要是由于拱肋的钝体横断面所造成的^[18]。

表 8 世界跨度排名前 10 位的拱桥

Table 8 Top ten longest arch bridges in the world

| 跨径 排序 | 桥名 | 主跨/m | 拱肋 形式 | 风致 问题 | 控制 措施 | 国家 | 建成 年份 |
|----------|---------|------|----------|----------|----------|------|----------|
| 1 | 重庆朝天门大桥 | 552 | 钢桁架 | 无 | 无 | 中国 | 2008 |
| 2 | 上海卢浦大桥 | 550 | 钢箱 | 涡振 | 隔流板 | 中国 | 2003 |
| 3 | 乔治河新桥 | 518 | 钢桁架 | 无 | 无 | 美国 | 1977 |
| 4 | 贝纳大桥 | 504 | 钢桁架 | 无 | 无 | 美国 | 1931 |
| 5 | 悉尼海港大桥 | 503 | 钢桁架 | 无 | 无 | 澳大利亚 | 1932 |
| 6 | 巫山长江大桥 | 460 | 钢管 | 无 | 无 | 中国 | 2005 |
| 7 | 广东新光大桥 | 428 | 钢桁架 | 无 | 无 | 中国 | 2008 |
| 8 | 万县长江大桥 | 420 | 混凝土箱 | 无 | 无 | 中国 | 2001 |
| 9 | 重庆菜园坝大桥 | 420 | 混合箱 | 无 | 无 | 中国 | 2008 |
| 10 | 湖南湘潭四桥 | 400 | 钢管 | 无 | 无 | 中国 | 2007 |

3.1 拱桥结构布置

上海卢浦大桥是一座中承式拱桥,跨径 100m+550m+100m,是当时世界上跨径最大的拱桥。钢拱-梁组合结构由拱肋、正交异性主梁、空间吊杆和立柱、拱肋间的横撑、以及水平后张系杆组成,如图 14 所示^[19]。两个倾斜的拱肋从拱脚到拱顶高 100m,单个拱肋横断面是经改良后的矩形钢箱,宽 5m,拱顶处高 6m,拱座处高 9m,如图 15 所示,这种外形导致了拱肋的竖弯和侧弯模态发生涡激振动,而且涡激振动在成桥状态和施工状态(拱肋最大悬臂阶段和拱肋合拢)均可能发生。为了确保拱肋和全桥在施工阶段和成桥状态的气动稳定性和安全性,基于桥址处的风环境特点,对卢浦大桥的涡激振动问题进行了深入研究^[20]。

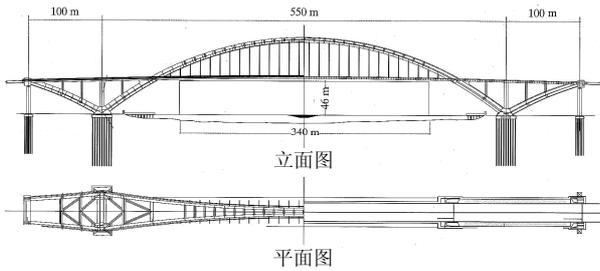


图 14 上海卢浦大桥总体布置 /m
Fig.14 General arrangement of Shanghai Lupu Bridge

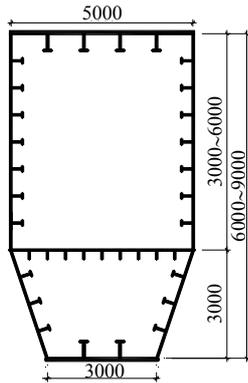


图 15 拱肋横断面 /mm
Fig.15 Cross section of arch ribs

3.2 涡振数值模拟

应用同济大学 2002 年开发的离散涡方法软件 RVM-FLUID^[21]对双拱肋横断面二维模型进行了数值分析,计算模型选用了平均高度为 $H=7.5m$ 拱肋断面。计算结果表明,当 Strouhal 数(折减频率) $S_f=0.156$ 时,涡激振动的振幅可高达 0.028 倍于拱肋断面的高度。为了改善拱肋钝体断面涡激振动现象,针对图 16 所示的几种气动控制措施进行了数值试验比较, Strouhal 数和相应振幅在内的计算结果如表 9 所示。包括 CS-2、CS-6、CS-7 和 CS-8 在内的 4 种方案能在一定程度上减小涡激振动振幅,其中,最佳的方案是全封闭隔流板(CS-8),该方案能将原结构的涡振振幅减小 60%左右^[22]。

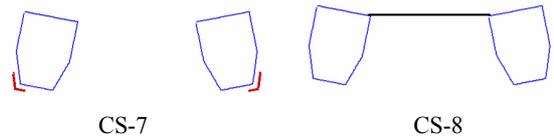
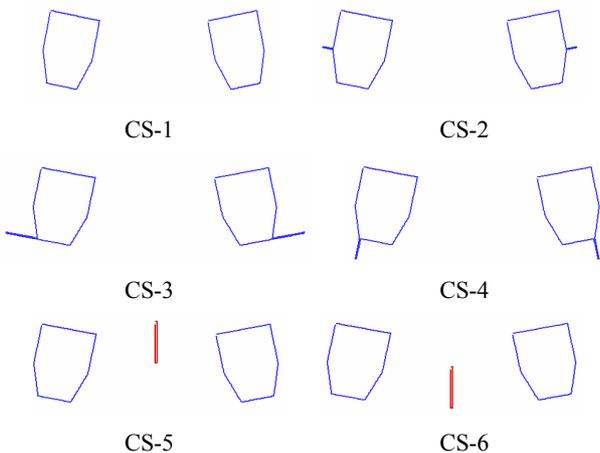


图 16 拱肋涡激振动的控制措施

Fig.16 Countermeasures of vortex induced vibration of arch ribs

表 9 Strouhal 数和相应振幅

Table 9 Strouha number and corresponding amplitude

| 方案 | 拱肋外形 | Strouhal 数 | 振幅/H | 减小幅度/(%) |
|------|-----------|------------|-------|----------|
| CS-1 | 原结构 | 0.156 | 0.028 | — |
| CS-2 | 2m 中板 | 0.220 | 0.025 | 11 |
| CS-3 | 2m 底板(水平) | 0.137 | 0.034 | — |
| CS-4 | 2m 底板(竖向) | 0.137 | 0.032 | — |
| CS-5 | 4m 顶部稳定板 | 0.137 | 0.032 | — |
| CS-6 | 4m 底部稳定板 | 0.156 | 0.017 | 39 |
| CS-7 | 4m 角部导流板 | 0.175 | 0.023 | 18 |
| CS-8 | 全封闭隔流板 | 0.156 | 0.011 | 61 |

3.3 风洞试验验证

为了进一步检验全封闭隔流板的有效性,设计并制作了缩尺比为 1:100 全桥气弹模型,除雷诺数外,其他无量纲参数均满足相似比的要求。上海卢浦大桥全桥气弹模型共模拟了 3 种施工状态:拱肋最大悬臂状态(MRC)、拱肋合拢状态(CAR)和全桥成桥状态(CBS)。全桥气弹模型的涡激振动风洞试验是在同济大学 TJ-3 边界层风洞中进行的,如图 17 所示^[22]。全桥气弹模型风洞试验结果表明,全封闭隔流板(措施 A)和 30%透空的隔流板(措施 B)都能有效地减小涡振振幅^[22]。



图 17 上海卢浦大桥全桥气弹模型
Fig.17 Full aeroelastic model of Shanghai Lupu Bridge

4 特大桥梁风振精细化研究

同济大学从 20 世纪 70 年末开始桥梁抗风研究,通过 80 年代的学习与追赶,为 1991 年建成的我国第一座跨度超过 400m 的大桥——上海南浦大桥抗风作出了重大贡献;经过 90 年代的提高和跟踪,有力支撑了以我国第一座跨度超过 1000m 的特大桥——江阴长江大桥等桥梁的建设;进入 21 世

纪后, 面对特大桥梁建设的国家需求和桥梁抗风研究的学科使命, 开展了创新和超越研究工作。经过 30 多年的全面跟踪和近 10 年的重点突破, 形成了精细化的桥梁风振理论, 其中包括: 桥梁颤振的三维全模态精确分析方法和二维三自由度全耦合分析方法、桥梁抖振的任意斜交风分析方法和正确性的足尺实桥现场实测验证、桥梁颤振和抖振的随机性可靠度评价法^[3]。

4.1 三维颤振全模态精确分析

桥梁颤振是一种发散性的自激振动, 传统的三维桥梁颤振频域分析方法基于结构模态叠加原理, 需要人为选择几阶对颤振贡献较大的模态进行分析, 所以称为多模态颤振分析法, 该方法从 20 世纪 70 年代末提出一直沿用到 20 世纪 90 年代末。该方法主要缺陷有: 在进行分析计算之前, 需要人为指定多少阶模态和哪些模态参与了颤振; 仅仅选择几个模态的组合往往只能是颤振模态的某种近似表达式, 不可能是精确解; 从理论上讲, 选择的模态越多、叠加结果就越逼近精确解, 但是多模态永远不可能是精确解^[23]。

基于现代控制理论的状态空间法, 将桥梁结构和周围气流作为一个整体系统, 即振动方程描述的对象从结构拓展到系统, 系统振动方程与传统的风荷载作为外荷载的结构振动方程分别表示为:

系统振动方程:

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = \{0\} \quad (1)$$

结构振动方程:

$$[M_s]\{\ddot{\delta}_s\} + [C_s]\{\dot{\delta}_s\} + [K_s]\{\delta_s\} = \{F_a\} \quad (2)$$

式(1)和式(2)中: $[M]$ 为系统质量矩阵; 下标 s 表示结果, 且 $[M] = [M_s]$; $[K]$ 为系统刚度矩阵, 且 $[K] = [K_s] + [A_s]$; $[C]$ 为系统阻尼矩阵, 且 $[C] = [C_s] + [A_d]$; $[A_d]$ 和 $[A_s]$ 是非对称气动阻尼矩阵和气动刚度矩阵, 所以 $[K]$ 和 $[C]$ 也都是非对称的, 且结构响应具耦合特性; $\{\delta\}$ 为结构位移向量, 且 $\{\delta\} = \{\phi\}e^{\lambda t}$, 代入系统振动方程可得:

$$(\lambda^2[M] + \lambda[C] + [K])\{\phi\} = \{0\} \quad (3)$$

式(3)中: $\lambda = \mu + i\omega$ 是系统复特征值; $\{\phi\} = \{\xi\} + i\{\zeta\}$ 是系统复特征向量。显然, 当所有复特征值的实部(μ_j)均为负时表明系统振动收敛, 当有一对以上特征值的实部为正时系统颤振发散, 而当只有一对特征值的实部为零时, 系统处于临界状态, 此时的风速即为颤振临界风速, 而振动频率即为颤振频率。

引进一个附加方程后可以将二次特征值问题转化为如下 $2n$ 组线性形式颤振运动状态方程:

$$[A]\{\mathcal{Y}\} = [B]\{y\} \quad (4)$$

$$\{y\} = \begin{Bmatrix} \{\delta\} \\ \{\dot{\delta}\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \lambda\{\phi\} \\ \{\phi\} \end{Bmatrix} e^{\lambda t} = \{x\}e^{\lambda t} \quad (5)$$

由此可得全模态和多模态求解颤振临界状态的统一特征方程——正向和逆向标准特征方程:

正向标准特征方程:

$$[D]\{x\} = \lambda \{x\} \text{ (用于全模态精确分析)} \quad (6)$$

逆向标准特征方程:

$$[E]\{x\} = \gamma \{x\} \text{ (用于多模态近似分析)} \quad (7)$$

$$[D] = [A]^{-1}[B] = \begin{bmatrix} -[M]^{-1}[C] & -[M]^{-1}[K] \\ [I] & [0] \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$[E] = [B]^{-1}[A] = \begin{bmatrix} [0] & [I] \\ -[K]^{-1}[M] & -[K]^{-1}[C] \end{bmatrix} \quad (9)$$

式中, $\gamma = 1/\lambda$ 为逆特征值。值得注意的是, 矩阵 $[A]$ 、 $[B]$ 、 $[D]$ 和 $[E]$ 都是 $2n$ 阶非对称矩阵。

提出了结合矢量迭代法的 QR 转换矩阵方法, 并直接用于求解正向标准特征方程——全模态分析方法, 表 10 给出了悬臂平板桥、上海南浦大桥斜拉桥和瑞典 Hoka Kusten 悬索桥等 3 座典型桥梁采用多模态颤振分析和全模态颤振分析的结果比较^[23]。

表 10 三维桥梁颤振多模态和全模态分析结果比较

Table 10 Comparison of 3D multi-mode and full-mode flutter analysis results

| 算例 结构 | 2 个模态 | | 4 个模态 | | 6 个模态 | | 14 个模态 | | 全模态 | |
|----------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|
| | U_{cr} (m/s) | f_{cr} Hz |
| 悬臂平板桥 | 99.3 | 0.268 | 99.6 | 0.267 | 99.6 | 0.267 | — | — | 99.8 | 0.267 |
| 南浦斜拉桥 | 67.9 | 0.336 | 72.9 | 0.336 | 74.1 | 0.336 | 73.6 | 0.340 | 75.2 | 0.340 |
| 瑞典悬索桥 | 68.5 | 0.228 | — | — | 70.8 | 0.226 | 75.3 | 0.214 | 76.6 | 0.213 |

4.2 二维三自由度全耦合颤振分析

基于传统的桥梁颤振理论, 桥梁颤振性能随施工阶段的演化规律只能采用气弹模型风洞试验方法进行研究, 桥梁颤振机理及形态研究主要采用二维两自由度计算模型和二维节段模型风洞试验方法, 桥梁颤振控制一般需要改变主梁断面的形式以便使得断面更具有流线型。

同济大学从虎门大桥和江阴长江大桥开始研究悬索桥施工阶段的颤振性能, 20 世纪末发现的瑞典 Hoga Kusten 悬索桥施工阶段颤振性能演化规律被大量引用^[24]。该项研究首次系统涉及到了全部 3 种悬索桥梁段施工方法, 即从跨中开始的对称拼装

(Sequence A)和非对称拼装(Sequence B)以及从桥塔开始的对称拼装(Sequence C)。采用三维桥梁颤振分析方法得到了各个阶段的结构固有频率(见图 18)和颤振临界风速(见图 19), 揭示了悬索桥固有频率和颤振性能随不同施工方法和梁段拼装率的演化规律, 发现了从跨中开始的对称施工会在 15%拼装率时出现临界风速的低谷, 而从桥塔开始的对称拼装方法具有最好的颤振稳定性^[24]。

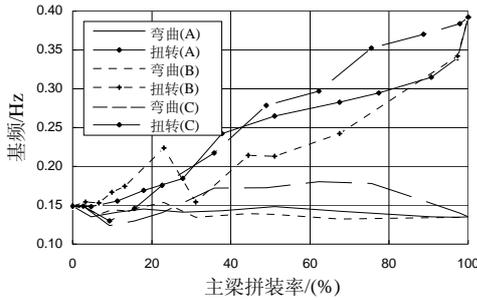


图 18 结构固有频率演化规律

Fig.18 Evolution of structural dynamic frequency

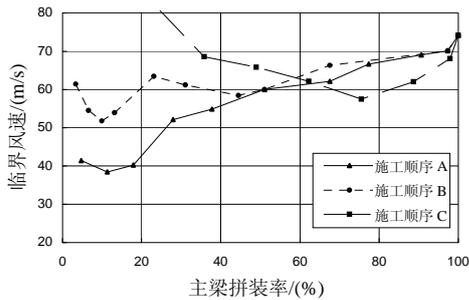


图 19 颤振临界风速演化规律

Fig.19 Evolution of critical flutter speed

通过引入不同自由度运动间的激励——反馈机制, 建立了精确的二维三自由度全耦合颤振分步计算方法, 提出了定量描述耦合颤振中各自由度参与颤振形态分析法, 用于定量分析桥梁断面扭转、竖弯和侧弯 3 个自由度在颤振发生过程中的振动形态(自由度运动耦合效应)。在国际上率先将典型主梁断面归纳为 5 个大类 13 种形式(见图 20), 并较为全面和系统地研究了颤振驱动机理和颤振形态特征, 揭示了气动负阻尼是桥梁颤振唯一驱动机理, 发现了颤振形态主要取决于弯曲与扭转自由度的参与程度^[25]。

结合工程实际研发了风嘴、开槽、稳定板、裙板和检修轨道移位等颤振控制措施, 并采用二维和三维桥梁颤振分析方法揭示了这些措施的气动控制原理, 同济大学承担完成了我国采用颤振控制措施的大多数桥梁抗风研究项目(见表 11)^[25]。

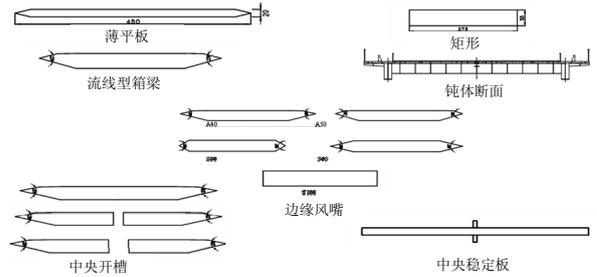


图 20 3 个大类 13 种典型主梁断面形式

Fig.20 Cross sections of three branches of thirteen types of traditional girders

表 11 我国采用颤振控制措施的桥梁抗风研究项目

Table 11 Bridge projects with flutter countermeasures in China

| 编号 | 桥名 | 地区 | 桥型 | 主跨/m | 完成年代 | 改善措施 |
|----|----------|----|--------|------|------|--------|
| 1 | 上海南浦大桥 | 上海 | 结合梁斜拉桥 | 423 | 1991 | 两侧边缘裙板 |
| 2 | 青州闽江大桥 | 福建 | 结合梁斜拉桥 | 605 | 2003 | 两侧边缘裙板 |
| 3 | 东海大桥主航道桥 | 上海 | 结合梁斜拉桥 | 420 | 2004 | 检修轨道移位 |
| 4 | 东海大桥裸珠山桥 | 上海 | 结合梁斜拉桥 | 332 | 2004 | 两侧边缘风嘴 |
| 5 | 润扬长江大桥 | 江苏 | 钢箱梁悬索桥 | 1490 | 2005 | 中央稳定板 |
| 6 | 舟山西堠门大桥 | 浙江 | 钢箱梁悬索桥 | 1650 | 2009 | 中央开槽 |

4.3 斜风作用下抖振的频域分析

桥梁抖振是指结构在自然风脉动成分作用下的随机性强迫振动, 是一种限幅振动。桥梁抖振理论和方法主要是指确定抖振响应和评价抖振刚度或强度失效的理论和方法。传统的确定桥梁抖振响应最有效的方法是基于正交风作用计算模型的三维桥梁抖振计算方法和有效性验证的基于缩尺模型的三维全桥模型风洞试验方法。从理论上讲, 作用于桥梁结构上的风荷载与桥梁轴线是任意斜交的, 传统的正交风作用模型只是一种简化; 采用全桥模型风洞试验方法进行有效性验证也只是一种过渡, 理论方法的正确性验证必须采用实桥现场实测结果^[26]。

通过引入与桥轴线斜交的顺风向斜气动片条模型, 提出了任意斜风作用下大跨度桥梁抖振响应频域分析方法, 其基本理论框架^[26]。该方法已成功应用于南京长江三桥和香港青马大桥的斜风抖振研究中。图 21 和图 22 表示在台风森姆作用下青马大桥主梁跨中加速度计算和实测结果的对比, 其中风攻角 2.25°, 风偏角 29.15°, 风速 17.1m/s。参数分析研究发现: 最不利的抖振响应常在斜风下发生, 法向风最不利的传统观点可能会造成不安全的结果, 由此也证明在大跨桥梁抖振性能研究中考虑斜风效应是非常必要的^[27]。

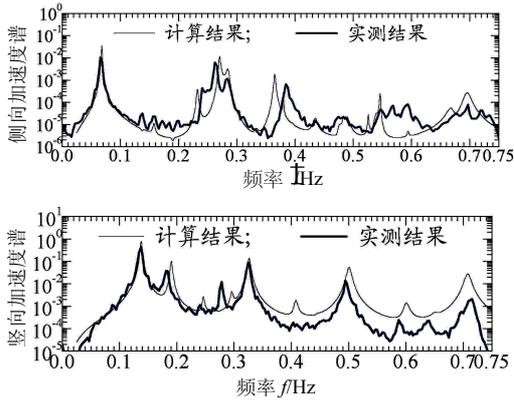


图 21 香港青马大桥主梁跨中加速度比较
Fig.21 Comparison of mid-span accelerations of Tsingma Bridge in Hong Kong

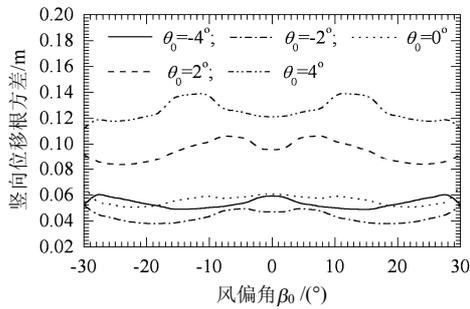


图 22 香港青马大桥主梁跨中位移随风偏角变化曲线
Fig.22 Yawing angle and mid-span displacement of Tsingma Bridge in Hong Kong

4.4 桥梁风振可靠性评价

传统的桥梁颤振和抖振评价方法完全采用确定性安全系数方法，对颤振的评价主要依据综合安全系数 K 的大小，对抖振的评价主要比较抖振响应的数值与结构强度或刚度允许值的大小，不适合于随机性较大的桥梁抗风评价。在国际上首次提出了缆索承重桥梁风振可靠性评价体系——桥梁颤振失稳和桥梁抖振失效可靠性评价方法^[28]。

在桥梁颤振失稳可靠性理论中，颤振极限状态方程可以表示为临界风速抗力减去设计风速效应，提出了设计风速概率模型和临界风速概率模型：

设计风速概率模型：

$$U_s = G_s U_b \quad (10)$$

临界风速概率模型：

$$U_{cr} = C_w U_f \quad (11)$$

式(11)和式(12)中： G_s 表示阵风系数，服从正态分布； U_b 表示年最大风速，服从极值 I 型分布； C_w 表示风速换算系数，服从均值为 1 的正态分布； U_f 表示基本颤振临界风速，服从对数正态分布。建立了基于一次或二次二阶矩可靠度理论的桥梁颤振失稳概率计算方法，成功应用于 14 座大跨桥梁中(见表 12)^[28]，表中 β 是可靠指标， P_f 是相应的失效概率。

表 12 桥梁颤振失稳可靠性评价计算结果

Table 12 Reliability evaluation results of bridge flutter instability

| 斜拉桥 | β | P_f (一次) | P_f (二次) | 悬索桥 | β | P_f (一次) | P_f (二次) |
|----------|---------|------------------------|------------------------|---------|---------|-----------------------|-----------------------|
| 东海大桥裸珠山桥 | 4.342 | 7.08×10^{-6} | 6.65×10^{-6} | 柳州红光大桥 | 4.541 | 2.80×10^{-6} | 2.62×10^{-6} |
| 海口世纪大桥 | 5.875 | 2.11×10^{-9} | 1.94×10^{-9} | 广东虎门大桥 | 4.037 | 2.71×10^{-5} | 2.55×10^{-5} |
| 上海南浦大桥 | 4.040 | 2.68×10^{-5} | 2.52×10^{-5} | 宜昌长江大桥 | 5.421 | 2.97×10^{-8} | 2.75×10^{-8} |
| 湖北荆沙大桥 | 6.327 | 1.25×10^{-10} | 1.14×10^{-10} | 江阴长江大桥 | 4.569 | 2.45×10^{-6} | 2.29×10^{-6} |
| 上海杨浦大桥 | 4.989 | 3.04×10^{-7} | 2.83×10^{-7} | 润杨长江大桥 | 3.444 | 2.87×10^{-4} | 2.73×10^{-4} |
| 福建青州闽江大桥 | 3.403 | 3.33×10^{-4} | 3.17×10^{-4} | 舟山西堠门大桥 | 3.960 | 3.74×10^{-5} | 3.53×10^{-5} |
| 南京长江二桥 | 7.516 | 2.83×10^{-14} | 2.53×10^{-14} | | | | |
| 苏通长江大桥 | 4.792 | 8.25×10^{-7} | 7.71×10^{-7} | | | | |

采用结构动力可靠性基本模式——首次超越失效，提出了多自由度体系基于超越时间可靠性分析的 Poisson 过程法和 Markov 过程法以及基于超越极值可靠性分析的 Rayleigh 分布法和 Gauss 分布法，应用于桥梁抖振刚度或强度失效的可靠性评价，表 13 给出了上海杨浦大桥和江阴长江大桥的计算结果^[3]。

5 结论

根据近年来建成的大跨度悬索桥的经验，无论采用流线型钢箱梁还是透风性较好的钢桁梁，由颤

表 13 桥梁抖振刚度或强度失效概率计算结果

Table 13 Stiffness or strength failure probability results due to bridge buffeting

| 杨浦大桥 | 位移 | 单侧界限 | 双侧界限 | 江阴大桥 | 截面 | 单侧界限 | 双侧界限 |
|------|----|--------|--------|------|----|--------|--------|
| 刚度失效 | 竖向 | 0.0091 | 0.0091 | 强度失效 | 上缘 | 0.0005 | 0.0005 |
| | 侧向 | 0.0000 | 0.0000 | | 下缘 | 0.0001 | 0.0001 |

振稳定性控制的悬索桥跨径上限约为 1500m，超过甚至接近这一上限时，设计者必须采取措施改善加劲梁的抗风稳定性，其中有效的措施包括在加劲梁上设置竖向或水平稳定板和中间开槽以及被动和主动控制措施等。初步研究表明，宽开槽断面或带竖向和水平稳定板的窄开槽断面能保证主跨 5000m

的悬索桥满足世界上大多数地区的抗风稳定性需求。实践证明：空间索面和流线型钢箱梁的千米级大跨度斜拉桥仍具有足够高的颤振临界风速，其主要抗风问题是长拉索的风雨振动；从抗风稳定性角度来看，随着拉索风雨振动控制措施的不断完善，斜拉桥主跨跨径还有一定的增长空间。在 10 座最大跨径拱桥中，只有一座出现了涡激振动的抗风性能问题，这一事实说明，拱桥跨径的增大还没有受到结构抗风性能的影响，但也许会受其他因素的制约，如静力稳定性、水平推力、施工技术等。

特大跨度桥梁风振的精细化理论是对传统理论的拓展，在三维桥梁颤振分析方面将近似的多模态分析拓展到了精确的全模态分析，实现了悬索桥施工阶段颤振性能演化规律、典型主梁断面颤振驱动机理和多种颤振控制措施原理的精细化；将桥梁抖振理论分析从正交风作用拓展到了任意斜交风作用，并完成了理论分析结果从模型风洞试验验证到实桥现场实测验证的拓展；初步建立的缆索承重桥梁风振可靠性评价方法，将确定性安全系数评价法拓展到了随机性可靠度评价法。今后应当继续深入进行风振理论精细化、桥梁风振机理和可靠性评价等方面的基础性研究，同时要积极开展计算流体动力学技术和数值风洞以及桥梁等效风荷载方面的创新性研究，为未来跨海工程中的特大跨度悬索桥、斜拉桥和拱桥的风振控制做好准备。

参考文献：

- [1] 项海帆, 陈艾荣, 葛耀君. 中国大桥[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003.
Xiang Haifan, Chen Airong, Ge Yaojun. Major bridges in China [M]. Beijing: China Communications Press, 2003. (in Chinese)
- [2] 葛耀君, 项海帆. 大跨度桥梁的空气动力学挑战[C]. 第十八届全国桥梁学术会议论文集. 北京: 人民交通出版社, 2008.
Ge Yaojun, Xiang Haifan, Aerodynamic challenges on long span bridges [C]. Proceedings of the 18th National Conference on Bridge Engineering, Beijing: China Communications Press, 2008. (in Chinese)
- [3] 项海帆, 葛耀君, 朱乐东, 等. 现代桥梁抗风理论与实践[M]. 北京: 人民交通出版社, 2005.
Xiang Haifan, Ge Yaojun, Zhu Ledong, et al. Modern theory and practice of bridge wind resistance [M]. Beijing: China Communications Press, 2005. (in Chinese)
- [4] Ge Y J, Xiang H F. Great demand and various challenges-Chinese major bridges for improving traffic infrastructure nationwide [C]. Keynote paper in Proceedings of the IABSE Symposium 2007 on Improving Infrastructure Bringing People Closer Worldwide, Weimar, Germany, 2007: 9—12.
- [5] Wikipedia, List of longest suspension bridge spans, http://en.wikipedia.org/wiki/List_of_longest_suspension_bridge_spans, 2007.
- [6] Ge Y J, Xiang H F. Aerodynamic challenges in long-span bridges [C]. Keynote Paper in Proceeding of the Centenary Conference of the Institution of Structural Engineers, Hong Kong, China, 2008.
- [7] 陈艾荣, 郭震山, 周志勇, 马如进, 王达磊. 润扬长江大桥抗风性能研究[R]. 上海: 同济大学土木工程防灾国家重点实验室技术报告(WT200218), 2002.
Cheng Airong, Guo Zhenshan, Zhou Zhiyong, Ma Rujing, Wang Dalei. Wind resistance performance study of Runyang Yangtze Bridge [R]. Shanghai: State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering (Tongji University), Technical Report (WT 200218), 2002. (in Chinese)
- [8] 中交公路规划设计院. 舟山西堠门大桥初步设计图[R]. 北京, 2003.
Zhongjiao Highway Planning Design Institute. Zhoushan Xihoumen Bridge fundamental design drawings [R]. Beijing, 2003. (in Chinese)
- [9] 葛耀君, 杨咏昕, 曹丰产, 赵林. 西堠门大桥抗风性能与风振控制研究[R]. 上海: 同济大学土木工程防灾国家重点实验室技术报告(WT200320), 2003.
Ge Yaojun, Yang Yongxin, Cao Fengchan, Zhao Lin. Study on wind resistance performance and wind induced vibration control of Zhoushan Xihoumen Bridge [R]. Shanghai: State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering (Tongji University), Technical Report (WT 200320), 2003. (in Chinese)
- [10] Xiang H F, Ge Y J. On aerodynamic limit to suspension bridges [C]. Proceedings the 11th International Conference on Wind Engineering, Texas, USA, June 2-5, 2003.
- [11] Ge Y J, Xiang H F. Tomorrow's challenge in bridge span length [C]. Proceedings of the IABSE Symposium 2006 on Responding to Tomorrow's Challenges in Structural Engineering, Budapest, Hungary, September 13-15, 2006: 1000—1010.
- [12] Wikipedia, List of the largest cable-stayed bridges, http://en.wikipedia.org/wiki/List_of_the_largest_cable-stayed_bridges, 2007.
- [13] 裴岷山, 张喜刚, 袁洪, 徐利平. 苏通大桥主桥上部结构设计[R]. 《苏通大桥论文集(第一辑)》, 苏通大桥建设指挥部. 北京: 中国科学技术出版社, 2004.
Pei Minshan, Zhang Xigang, Yuan Hong, Xu Liping, Superstructure Design of Sutong Yangtze Bridge [R]. Proceedings of Sutong Yangtze Bridge (1st Part), Sutong Yangtze Bridge Commanding Headquarter, Beijing:

- China Science and Technology Press, 2004. (in Chinese)
- [14] Falbe-Hansen K, Hauge L, Kite S. Stonecutters Bridge - Detailed design [C]. Proceedings of the IABSE Symposium 2004 on Metropolitan Habitats and Infrastructure, Shanghai, China, 2004: 22-24.
- [15] 宋锦忠, 徐建英, 葛耀君, 朱乐东. 鄂东大桥气弹模型风洞试验[R]. 上海: 同济大学土木工程防灾国家重点实验室技术报告(WT200708), 2005.
- Song Jinzhong, Xu Jianying, Ge Yaojun, Zhu Ledong. Full aeroelastic wind tunnel testing of Edong Yangtze Bridge [R]. Shanghai: State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering (Tongji University), Technical Report (WT 200708), 2005. (in Chinese)
- [16] 陈艾荣, 林志兴, 孙利民. 苏通大桥索力优化和振动控制——风雨振试验研究[R]. 上海: 同济大学土木工程防灾国家重点实验室技术报告(WT200419), 2004.
- Chen Airong, Lin Zhixin, Sun Limin. Wind and rain induced vibration study for Sutong Yangtze Bridge [R]. Shanghai: State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering (Tongji University), Technical Report (WT 200419), 2004. (in Chinese)
- [17] Xu Linshan, Ge Yaojun, Zhao Lin. Experimental investigation of rain-wind-induced vibration of stay cables based on high precision wind and raining system [C]. Proceedings of the 7th Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, Taipei, Chinese Taiwan, 8-12.
- [18] Wikipedia, List of the largest arch bridges, http://en.wikipedia.org/wiki/List_of_the_largest_arch_bridges, 2007.
- [19] 上海市政工程设计研究院. 上海卢浦大桥施工图[R]. 上海: 上海卢浦大桥建设指挥部, 2001.
- Shanghai Municipal Engineering Design Institute. Detailed drawings of Shanghai Lupu Bridge [R]. Shanghai: Shanghai Lupu Bridge Commanding Department, 2001. (in Chinese)
- [20] 葛耀君, 曹丰产, 庞加斌, 杨詠昕. 上海卢浦大桥抗风性能与风荷载研究[R]. 上海: 同济大学土木工程防灾国家重点实验室技术报告(WT200103), 2002.
- Ge Yaojun, Cao Fengchan, Pang Jiabin, Yang Yongxin. Study on wind resistance performance and wind loading of Shanghai Lupu Bridge [R]. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering (Tongji University), Technical Report (WT 200103), 2002. (in Chinese)
- [21] 周志勇. 离散涡方法用于桥梁截面气动弹性问题的数值计算[R]. 上海: 同济大学, 2002.
- Zhou Zhiyong. Numerical calculation of aeroelastic problems in bridges by discrete vortex method [R]. Shanghai: Tongji University, 2002. (in Chinese)
- [22] Ge Y J, Xiang H.F. Recent development of bridge aerodynamics in China [C]. Keynote Paper in Proceeding of the 5th International Colloquium on Bluff Body Aerodynamics and Applications, Ottawa, Canada, 2004.
- [23] Ge Yaojun, Tanaka H. Aerodynamic flutter analysis of cable-supported bridges by multi-mode and full-mode approaches [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2000, 86(2/3): 123-153.
- [24] Ge Yaojun, Tanaka H. Aerodynamic stability of long-span suspension bridges under erection [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2000, 12(126): 1404-1412.
- [25] Xiang Haifan, Ge Yaojun. Refinements on aerodynamic stability analysis of super long-span bridges [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2002, 90(12/13/14/15): 1493-1515.
- [26] Zhu L D, Xu Y L. Buffeting response of long-span cable-supported bridges under skew winds [J]. Journal of Sound and Vibration, 2005, 281(1/2/3): 647-697.
- [27] Zhu L D, Xu Y L, Xiang H F. Tsing Ma bridge deck under skew winds-Part II: Flutter derivatives [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2002, 90(7): 807-837.
- [28] Ge Yaojun, Xiang Haifan, Tanaka H. Application of a reliability analysis model to bridge flutter under extreme winds [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2000, 86(2/3): 155-167.

注: 该文在第 20 届结构工程学术会议(2011 宁波)应邀作特邀报告