



自锚式斜拉—悬索协作体系桥的动力特性和三维地震反应分析

张 哲¹, 朱巍志¹, 余报楚², 张 凯³

(1. 大连理工大学桥梁工程研究所 大连市 116085; 2. 大连水产学院土木工程系 大连市 116085;

3. 山东交通学院土木工程系 济南市 250023)

摘 要: 大连跨海大桥主通航孔方案为主跨 800 m 的自锚式斜拉—悬索协作体系桥, 对该桥进行了动力特性分析并按照三水准抗震设防目标的要求, 用反应谱方法对该桥进行了地震反应分析。为了保证计算精度, 取前 120 阶振型进行叠加计算, 在反应谱计算中采用了 CQC 方法, 得到的一些结论可为该类桥梁的初步设计与施工提供参考。

关键词: 自锚式斜拉—悬索协作体系桥; 动力特性; 地震反应; CQC 法; 反应谱

自锚式斜拉—悬索协作体系桥作为一种新的超大跨径桥型, 综合了斜拉桥和自锚式悬索桥的特点, 减少了施工困难并节省投资, 为深海软基建设大跨径桥梁提供了一种理想方案, 具有广泛的应用前景。从目前已有的文献来看, 国内外对这种桥型的研究非常少见, 本文建立空间有限元模型应用反应谱法对大连跨海大桥进行了空间地震反应分析, 得到了一些有价值的结论, 为该类桥梁的初步设计提供了可靠的依据和参考。

反应谱法是目前各国结构抗震设计中的广泛使用的方法, 特别是在结构的初步设计阶段。由于结构各振型并不同时出现, 它们对结构的贡献也各不相同, 因此不可能将各振型简单相加来得到结构的响应, 从目前情况看, 应用广泛的是基于随机振动理论所提出各种组合方案, 如 CQC 和 SRSS 法。对于大跨径桥梁, 第 1 阶自振周期都很长, 为使用反应谱法进行大跨径桥梁的抗震设计, 首先要解决地震动长周期反应谱问题, 我国学者项海帆教授针对 1977 年的《公路工程抗震设计规范》, 提出了修正意见, 这一研究结果已经取得了成效。此外, 大跨径桥梁结构都有一定的非线性性质, 反应谱法只适用于线性结构, 而且大跨径桥梁各支点所受到的地震激励是不一致的。为了克服反应谱法的这一缺点, 不少学

者研究了多点输入反应谱法, 例如 Yamamura 等的分组法, Berrah 和 Kauae 的修正系数法, Der Kiureghian 和 Neuenhofer 的 MSRS 法以及 Vammarake 的组合法等。由于反应谱法计算简便, 计算效率高, 易于被工程界接受, 目前初步设计阶段仍采用反应谱法来计算。反应谱方法仍然是目前世界各国应用最广泛的抗震分析方法。

1 工程概况

规划建设的大连跨海大桥位于大连市主城区与开发区之间, 是沟通大连主城区与开发区修建的便捷跨海通道上的主航道桥梁。大连港主通航孔推荐方案为主跨 800 m 的自锚式斜拉—悬索协作体系桥(以下简称“大连跨海大桥”), 该方案塔墩固结, 塔梁分离, 桥塔位置设置竖向支承, 顺桥向采用弹性连接支承的型式。桥梁全长 1 326 m, 跨径布置为 263 m+800 m+263 m, 边中跨比为 0.33。边跨设置一辅助墩, 主塔采用 H 形双塔柱索塔, 辐射形索面, 其总体布置见图 1 所示。大桥桥面设计为双向六车道, 桥面总宽度为 34.0 m。主梁为扁平流线型箱梁, 中心处梁高 3.5 m。全桥主梁分钢梁和预应力混凝土梁两部分, 跨中悬吊部分采用钢箱梁, 斜拉部分采用预应力混凝土箱梁。其截面见图 2 和图 3

基金项目: 西部交通建设科技项目基金, 项目编号 2006 318 823 50

收稿日期: 2008-07-01



所示。塔柱采用 H 形双塔柱,基础采用群桩基础。全桥共设有 288 根斜拉索,梁上索距为 7 m,塔上索距为 2.0~2.4 m。吊索总共设置了 31 对。由于采

用了自锚体系,不需要庞大的锚碇,主缆锚固在主梁的尾部。

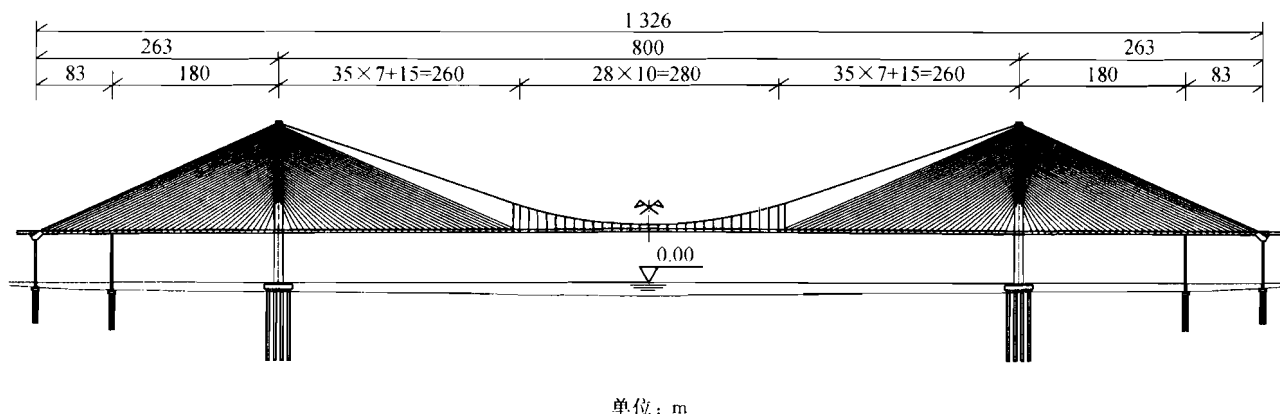


图 1 大连跨海大桥总体布置

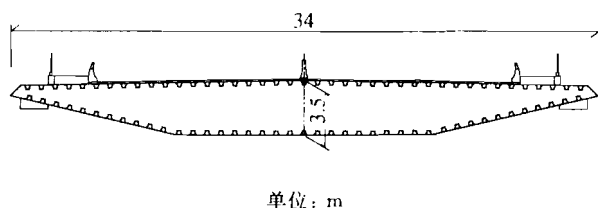


图 2 钢梁截面

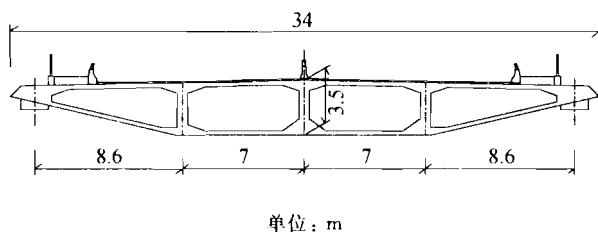


图 3 混凝土梁截面

2 空间有限元建模

结构计算采用空间有限元计算程序 Midas\Civil。该桥的主要受力构件有缆、索、梁、塔、墩等,计算模型着重于结构刚度、质量和边界条件的模拟。本桥采用了脊梁模型,主梁、桥塔、墩台及桩基础均采用 MIDAS 程序中的三维梁单元来模拟,承台采用厚板单元模拟。桩基础用土弹簧单元模拟桩周围土抗力的影响。在大跨径桥梁中,主缆和吊索、斜拉索的非线性特别突出,需要考虑轴向拉力刚度的贡献,即用几何刚度阵考虑恒载索力的线性二阶影响。否则许多吊索的不真实的局部振动频率将排在频率序列的最前面,掩盖了真实的悬索桥的总体振动频率,而主缆、吊索和斜拉索常用索单元来模拟。本桥斜拉索、吊索、主缆采用了 MIDAS 中的索单元模拟。

在高应力的缆索中,结构的面外刚度要大大地受到结构缆索的面内应力状态的影响,这种面内应力和横向刚度之间的耦合,称为应力刚化。在 Midas\Civil 中可以使用几何刚度初始荷载选项,将拉索索力加到对应的索单元,转化为初始刚度矩阵,加到主刚度矩阵上。

有限元模型共有 7 597 个节点,7 710 个单元,其中梁单元 4 510 个,板单元 2 782 个,索单元 418 个,各支座处采用弹性连接,另对构件的交汇区域采用刚性连接。

3 动力特性分析

动力特性主要包括振型和自振频率,它是进行地震反应分析的前提和基础,利用建立的空间模型采用子空间迭代法对大连跨海大桥进行模态分析,得到该桥的自振频率和振型结果,表 1 中列出了前 10 阶振型的结果。从表中结果可以看出,侧弯、竖弯振型出现的均比较早,这说明结构的加劲梁在斜拉索及主缆轴向力的共同作用下,动力抗弯刚度有较大的折减。

由于结构采用了混合梁,结构质量较大,而且结构体系采用了斜拉—悬索协作体系,和悬索桥相比,由于密布斜拉索对结构的影响,结构抗扭能力更强,一阶扭转振型出现地较晚,出现在第 17 阶,一阶扭转频率较大,频率值为 0.564 75,并且扭转振型中伴有其他振型的耦合成分,形成了塔、梁、索共同参振。一阶扭转频率与一阶竖弯频率的比值为 2.44,这个比值较大,结构抗风性能较好。图 4 为该桥第 17 阶



表 1 自振频率与振型特征

序号	频率/Hz	振型特征	序号	频率/Hz	振型特征
1	0.098 93	一阶对称侧弯	6	0.285 36	二阶反对称侧弯
2	0.162 63	一阶反对称侧弯	7	0.293 17	二阶反对称竖弯
3	0.207 34	二阶对称侧弯	8	0.370 42	索面振动
4	0.231 18	一阶对称竖弯	9	0.370 74	索面振动
5	0.235 30	一阶反对称竖弯+纵飘	10	0.373 98	二阶对称竖弯

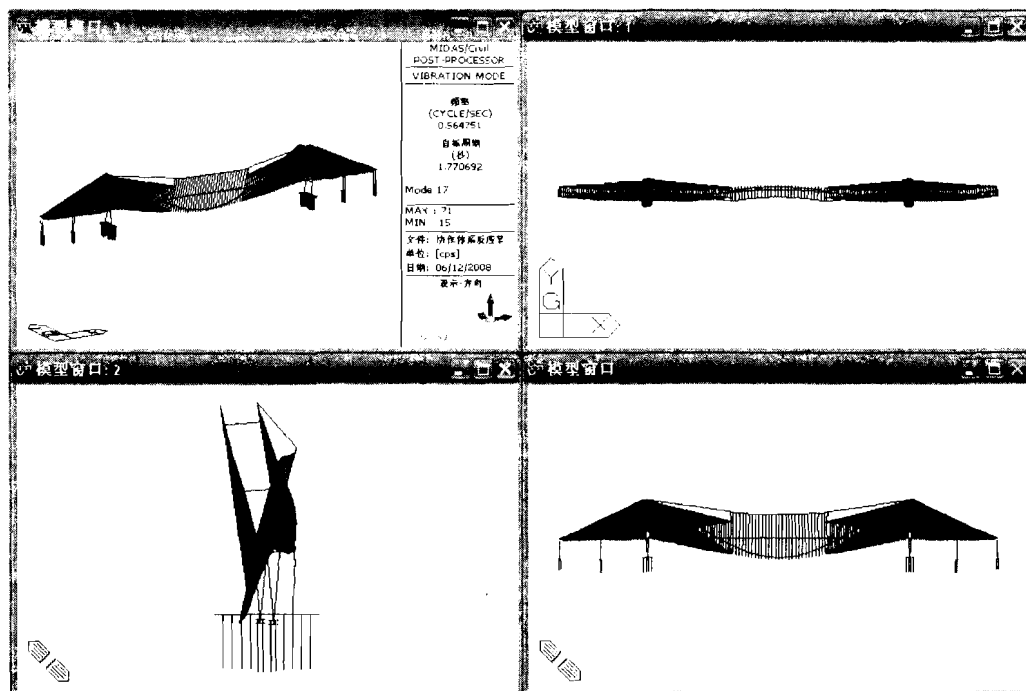


图 4 一阶扭转振型

振型,即一阶扭转振型图。

通过模态计算的结果,可知跨海大桥基本周期长,振型分布密集。本桥的基本周期为 10.1 s,属于长周期结构。而且在很窄的频率范围内分布着较多的振型,在 0.098 93~0.946 77 Hz 的频谱范围内分布着 30 阶振型,比小跨径桥梁振型分布要密集得多。而且很多振型都有其他振型的耦合成分,因此对自锚式斜拉—悬索协作体系桥的地震反应谱分析应采取 CQC 法进行计算,而不能采用 SRSS 法,否则导致结果不够精确。为了保证计算精度,进行反应谱分析时取前 120 阶振型,采用 CQC 算法进行计算。

4 地震反应分析

4.1 地震动输入

地震动输入是地震反应分析的依据,因此,选择合适的地震动输入是进行结构地震反应分析的第一

步,也是非常重要的一步。在桥梁结构的地震反应分析中,一般以地震地面运动作为地震动输入。在地震地面运动特性中,对结构破坏有重要影响的因素主要有地震动强度、频谱特性和强震持续时间。因此,在选择地震动输入时,必须使这三个方面的特性都满足要求。因此需要确定抗震设防目标和抗震设防水准,然后依据大连跨海大桥的工程设计资料和桥位处地震效应初步评价报告,最后确定地震动输入的反应谱曲线。

大连跨海大桥桥位处于地震烈度区划图的 7 度区,按规范要求对重大工程要提高一度设防,取基本烈度 8 度为设防烈度,因此,将 8 度设防烈度做为 50 年内超越概率为 10% 的设防水准 P1,而将 9 度烈度做为 50 年内超越概率为 2%~3% 的设防水准 P2。对于设防水准 P1 主要控制结构的强度,设防水准 P2 主要控制结构的位移。根据《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004—89),大连跨海大桥桥址场

地土类型确定为Ⅲ类场地土,反应谱采用Ⅲ类场地土的标准反应谱作为谱分析的曲线。

4.2 各向振动分量作用结果

在纵向地震波作用下,大连跨海大桥的响应主要表现为主梁和主塔的纵向和竖向振动,横向振动效应很小,纵向振动与横向振动基本不耦合。主梁的最大弯矩发生在桥塔支座处和靠近边跨辅助墩的位置,主梁的最大剪力发生在桥塔支座处和辅助墩的位置;桥塔的最大弯矩和轴力发生在塔底。

在横向地震波作用下,桥梁主要表现为主梁和主塔的横向振动,主梁和主塔的纵向、竖向振动位移为零,且主梁轴力很小,纵向振动与横向振动基本不耦合。在竖向地震波作用下,大连跨海大桥主要表现为主梁和主塔的竖向和纵向振动,主梁和主塔的横向振动位移为零,横向内力很小。

4.3 三向正交分量的组合结果

《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004—89)中规定:“计算桥梁地震荷载时,应分别考虑顺桥和横桥两个方向的水平地震荷载。对于位于基本烈度为 9 度区大跨径悬臂梁桥,还应考虑上、下两个方向竖向地震荷载和水平地震荷载的不利组合”。近年来,在考虑地震反应分析时,应沿桥的纵向和横向分别考虑水平地震和竖向地震作用的组合,在组合时,竖向地震作用取水平地震作用的 2/3 作为在设计中采用的地震作用力,其最不利组合为:纵向+0.67 竖向;横向+0.67 竖向。组合下的主梁弯矩反应峰值见图 5 和图 6,表 2 和表 3 列出了主梁和主塔控制断面的内力和峰值反应,由于 P2 概率水平下的地震响应为 P1 概率水平下的 2 倍,表中只给出了概率水平 P1 条件下的地震响应。

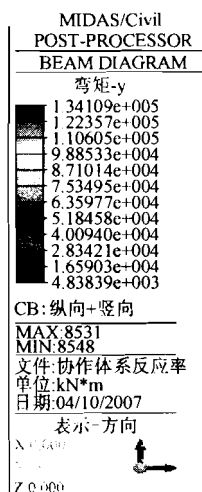
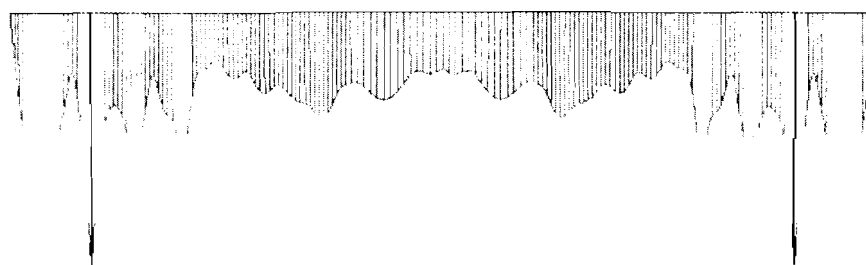


图 5 纵向+竖向输入下主梁弯矩 M_3 反应峰值

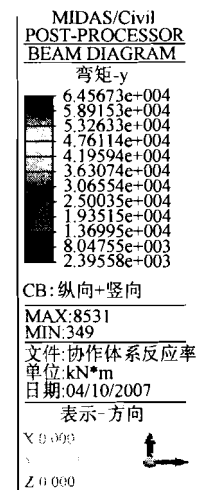
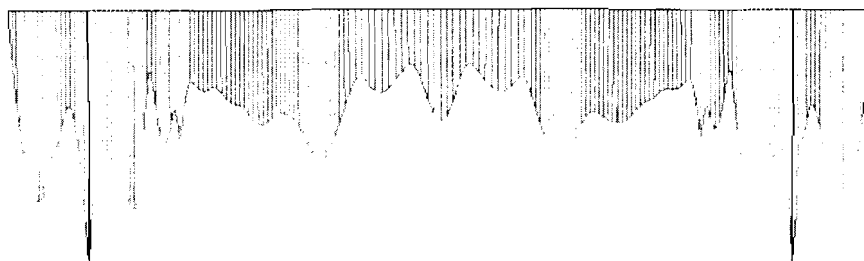


图 6 横向+竖向输入下主梁弯矩 M_3 反应峰值



表 2 主梁地震反应峰值响应

概率水准	输入方式	主梁内力				主梁位移/m		
		轴力 N kN	剪力 Q_3 kN	弯矩 M_2 kN·m	弯矩 M_3 kN·m	纵桥向 u	横桥向 v	竖向 w
P1	纵+竖	35 319	7 111	23 887	134 109	0.148	0.001	0.330
	横+竖	11 122	4 280	1 393 034	64 567	0.006	0.413	0.207

注:表中 Q_3 代表竖向主梁剪力, M_2 代表横桥向弯矩, M_3 代表纵桥向弯矩。

表 3 主塔控制断面地震反应峰值响应

概率水准	输入方式	断面位置	轴力 N kN	剪力 Q_2 kN	剪力 Q_3 kN	弯矩 M_2 kN·m	弯矩 M_3 kN·m	纵桥向位移 u m	横桥向位移 v m
P1	纵+竖	上横梁	5 027	1 340	2 927	16 547	49 692	0.196	0.001
		中横梁	13 328	1 722	3 593	13 157	211 924	0.171	0.001
		下横梁	15 613	1 109	2 232	8 768	239 666	0.107	0.001
		塔底	18 710	1 064	13 897	13 837	482 205	0.007	0.001
	横+竖	上横梁	2 833	2 960	1 442	34 558	24 299	0.035	0.130
		中横梁	9 362	4 557	976	58 050	51 465	0.028	0.116
		下横梁	19 455	4 316	1 376	63 091	34 981	0.012	0.083
		塔底	39 326	11 270	1 996	282 866	63 893	0.001	0.006
		下横梁	38 910	8 632	2 752	126 183	69 963	0.024	0.166
		塔底	78 652	22 541	3 992	565 731	127 785	0.001	0.012

注:表中 2 代表横桥向, 3 代表纵桥向。

5 结论

通过模态分析的结果得知,自锚式斜拉—悬索协作体系桥,由于主缆锚固在加劲梁两端,加劲梁承受由主缆传来的水平力,减小了结构体系的刚度,侧弯、竖弯振型出现均比较早,结构的压屈稳定性问题比较突出,设计时必须引起足够的重视。由于结构采用了混合梁,结构质量较大,而且结构体系采用了斜拉—悬索协作体系,和悬索桥相比结构抗扭能力更强,一阶扭转频率较大,并且扭转振型中伴有其他振型的耦合成分,表现为塔、梁、索共同参振。形成了塔、梁、索共同分担主梁从来流中吸收能量的态势,使其颤振临界风速提高,而一阶扭转频率与一阶竖弯频率的比值又较大,因此对于抗风非常有利。

在纵向地震波作用下,自锚式斜拉—悬索协作体系桥主要表现为主梁和主塔的纵向和竖向振动,横向振动效应很小;在横向地震波作用下,主要表现为主梁和主塔的横向振动,主梁和主塔的纵向振动位移为零,且主梁轴力很小;在竖向地震波作用下,主要表现为主梁和主塔的竖向和纵向振动,主梁和主塔的横向振动位移为零,横向内力很小。在纵向、竖向地震波共同作用下,桥梁主要表现为主梁和主

塔的竖向和纵向振动,主梁和主塔的横向振动位移很小,横向内力较小;在横向、竖向地震波共同作用下,桥梁主要表现为主梁和主塔的竖向和横向振动,主梁和主塔的纵向振动位移很小,纵向内力较小,但是从结果可以看出,在横向、竖向地震波共同作用下主塔的纵横向内力相差不大,可见在横向、竖向地震波共同作用对主塔上部的作用效应较小。三向正交分量组合作用中竖向地震分量占有很大的比例,因此不能忽略,在某些情况下甚至起控制作用。

参考文献:

- [1] 范立础. 桥梁抗震[M]. 上海: 同济大学出版社, 1997.
- [2] 项海帆. 斜张桥在行波作用下的地震反应分析[J]. 同济大学学报, 1983, 11(2).
- [3] Yamamura N, Tanaka H. Response analysis of flexible MDF system for multiple-support seismic excitations [J]. Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 1990, (19).
- [4] Berrah M K, Eduardo Kausel. A modal combination rule for spatially varying seismic motions[J]. EESD, 1993, (22).



- [5] Kiureghian A D, Neuenhofer A. A discussion on seismic random vibration analysis of multi-support seismic excitations[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1995,(121).
- [6] Vanmarcke E H, Lee G C. On the distribution of the first-passage time for normal stationary random processes[J]. Application of Mechanics, 1975,(42).
- [7] 李国豪. 工程结构抗震动力学[M]. 上海: 上海科学技术出版社, 1980.
- [8] 胡聿贤. 地震工程学[M]. 北京: 地震出版社, 1981.
- [9] Todorovska M I. Full-scale experimental studies of soil-Structure Interaction [J]. ISET Journal of Earthquake Technology, 2002, (39).
- [10] 余报楚, 张哲, 朱巍志, 李斐然. 基于反应谱法的金马大桥的三维地震响应分析[J]. 武汉理工大学学报, 2007, 31(1).

Dynamic Characteristics and Three-Dimensional Seismic Response Analysis of Self-Anchored Cable-Stayed Suspension Bridge

ZHANG Zhe¹, ZHU Wei-zhi¹, YU Bao-chu², ZHANG Kai³

(1. Institute of Bridge Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116085, China;

2. Department of Civil Engineering, Dalian Fisheries University, Dalian 116085, China;

3. Department of Civil Engineering, Shandong Jiaotong University, Jinan 250023, China)

Abstract: The main bridge of Dalian Gulf Bridge is a kind of self-anchored cable-stayed suspension bridge with 800m main span. The dynamic characteristics of this bridge is analyzed, and the seismic response is analyzed with response spectrum method based on the three level earthquake fortification in Chinese seismic design code. In order to ensure the computing precision, the first 120 mode of vibration are gradually summed up. The CQC method is applied to the response spectrum computation. Finally, some conclusions are drawn which will be helpful to the preliminary design and construction of the similar bridge.

Key words: self-anchored cable-stayed suspension bridge; dynamic characteristics; seismic response; CQC method; response spectrum

《公路》杂志社迁址

《公路》杂志社于 2009 年 1 月正式迁入新址,特此公告。新址如下。

地址:北京市德胜门外大街 85 号 319 室 邮编:100088

电话:社长 010-82017222

编辑部 010-82017201,65125565

广告 010-65259164,82017219

发行、零售 010-65235625,82017220

传真 010-82017219,65235625

《公路》杂志社
2009 年 1 月