

目 次

桥梁与结构工程

- 桩卯式连接钢框架节点承载力性能研究 喻 岩 段树金 张 裕(1)
- 风攻角对宽高比为5的矩形断面梁气动力特性的影响 杨 群 刘小兵(6)
- 韩江大桥(48+80+80+88+48)m道岔连续梁车桥耦合动力响应分析 王慧东 马其森(12)
- 基于粒子群优化支持向量机的斜拉桥主梁损伤识别研究 赵世英 李延强(17)
- 重载铁路桥梁劣化评定标准化技术研究 刘寿山(22)
- 响应面法在船撞桥可靠度分析中的应用 张 军 邓旭平 包龙生(28)
- π 型截面涡激振动风洞试验及气动抑制措施研究 杨光辉 屈东洋 牛晋涛 方 成(34)
- 利用常规有限元软件实现无应力状态法 李保俊(40)
- 重载运输条件下铁路下承式钢桁梁力学行为分析 徐新利(45)
- 道岔区利用纵挑横抬梁法防护线路设计 章有德 孙 杰(50)
- 既有大准铁路16 m简支T梁横向加固研究及应用 王 勇(54)

地下与隧道工程

- 高含量石粉机制砂对隧道二衬混凝土性能影响试验研究 夏吉涛 王海彦 战启芳 寇荣三(58)

岩土与环境工程

- 边坡可靠性指标及敏感性因素分析 张昀青 李维珍 闫静昌 林川川(62)
- 深季节冻土区哈齐客专路基现场试验 邵博文 岳祖润(66)

材料工程

- 考虑热力耦合效应的磨损剥层机理研究与计算分析 高秀坤 陈俊岭 张承一(71)
- 双脉冲激光诱导土壤等离子体光谱实验研究 郭 锐 宋海燕(77)
- 磷酸铋光催化材料的结构特性与研究进展 靳慧芳 张希清(82)

机械与测控工程

- 含分数阶微分的二自由度悬架系统动力学分析 樊明辉 申永军 杨绍普(86)
- 基于混沌吸引子特征量的滚动轴承故障诊断 顾晓辉 刘永强 杨绍普 廖英英(91)
- 铁基SMA防松螺母防断机理的有限元分析 李俊良 沈英明 杜彦良(96)
- 非对称型SD振子的动力学行为研究 陈聚峰 张 静(101)
- 基于谐波特征矩阵的负载识别 袁 坤 高 蒙(106)

责任编辑:车轩玉 英文编校:路铁军

CONTENTS

Study on Steel Frame Node Capacity of Mortise and Tenon Connection	··· Yu Yan Duan Shujin Zhang Yu(1)
Influence of Wind Attacking Angle on Aerodynamic Characteristic of Rectangular Girder with Aspect Ratio 5	····· Yang Qun Liu Xiaobing(6)
Train-bridge Coupling Dynamic Response Analysis of (48 + 80 + 80 + 88 + 48) m Turnout Continuous Beam of Han-river Bridge	····· Wang Huidong Ma Qisen(12)
Research on Damage Identification for the Girders of Cable-stayed Bridges Based on Particle Swarm Optimization-support Vector Machine(PSO-SVM)	····· Zhao Shiyong Li Yanqiang(17)
Standardization Technical Research of the Bridge Deterioration of Heavy-Duty Railway	····· Liu Shoushan(22)
Application of Response Surface Method in Reliability Analysis of Ship Collision	····· Zhang Jun Deng Xuping Bao Longsheng(28)
Researches on π -Section Vortex-Induced Vibration WindTunnel Testing and Aerodynamic Suppression Measures	····· Yang Guanghui Qu Dongyang Niu Jintao Fang Cheng(34)
Realization of Unstressed State Method with Ordinary Finite Elements Software	····· Li Baojun(40)
Mechanical Behavior Analysis of Railway Steel Truss Bridges Under Heavy Load Transportation	····· Xu Xinli(45)
The Design of Protecting Railway by Using Longitudinal Horizontal Lifting Beam Method in Turnout Zone	··· Zhang Youde Sun Jie(50)
Research and Application of Lateral Reinforcement on 16 m Simply-supported T-beam for Existing Da-Zhun Line	····· Wang Yong(54)
Experiment Study on Influence of Manufactured Sand with High Limestone Powder Content on Tunnel Lining Concrete Performance	····· Xia Jitao Wang Haiyan Zhan Qifang Mi Rongsan(58)
Analysis and Calculation of Slope Reliability and Sensitivity Factors	····· Zhang Yunqing Li Weizhen Yan Jingchang Lin Chuanchuan(62)
Field Test of Subgrade for Ha-Qi Passenger Dedicated Line in Deep Seasonal Frozen Regions	····· Tai Bowen Yue Zurun(66)
Study and Analysis of the Delamination Theory Based on the Coupling Effect Between Thermal Stress and Circular Shear Stress	····· Gao Xiukun Chen Junling Zhang Chengyi(71)
Spectrum Experimental Research on Double-PulseLaser Induced Soil Plasma	····· Guo Rui Song Haiyan(77)
The Electronic Structure and Development of Bismuth Phosphate Photocatalysis	····· Jin Huifang Zhang Xiqing(82)
Dynamical Analysis of Two-degree of Freedom Suspension System with Fractional-order Derivative	····· Fan Minghui Shen Yongjun Yang Shaopu(86)
Fault Diagnosis of Rolling Bearing Based on Characteristic Quantities of Chaotic Attractor	····· Gu Xiaohui Liu Yongqiang Yang Shaopu Liao Yingying(91)
Finite Element Analysis of Anti-breaking Performance of Fe-Based SMA Lockut	····· Li Junliang Shen Yingming Du Yanliang(96)
Study on Dynamical Behaviors of Asymmetrical SD Oscillator	····· Chen Jufeng Zhang Jing(101)
Load Characteristic Identification Based on Characteristic Matrix of Harmonics	····· Yuan Kun Gao Meng(106)

榫卯式连接钢框架节点承载力性能研究

喻 岩¹, 段树金¹, 张 裕²

(1. 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043; 2. 河北科技大学 建筑工程学院, 河北 石家庄 050018)

摘要:提出了一种新型钢结构梁柱连接节点——方钢管榫卯节点。对由该节点连接的钢框架结构进行了静力载荷试验,得到梁跨中和端部节点荷载-位移曲线,以及框架不同部位荷载和应变图,分析了试验的结果;并根据试验模型进行了计算机非线性有限元分析,分析了节点处构件不同截面尺寸对节点承载力的影响。提出了方钢管榫卯节点承载力的计算公式,并将它与试验结果进行了比较,比较接近。试验表明:这种新型榫卯节点承载力高,从设计原则看是可行的。

关键词:方钢管;榫卯节点;极限承载力;试验研究;非线性有限元

中图分类号:TU311 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0001-06

0 引言

钢管要组成结构,必须解决杆件的连接方式问题。目前钢管结构的连接节点类型有:空心焊接球节点、螺栓球节点、相贯节点、钢板节点、法兰节点、鼓型节点、套管节点、铸钢节点、加劲板连接节点及各种型式的组合节点等。其中,螺栓球、焊接球节点主要用于圆钢管之间的连接,其余节点可用于圆管对圆管、方管对方管、圆管对方管的连接,加劲板式节点还可用于钢管和其他截面型式的杆件的连接^[1-2]。

榫卯节点这种形式是受传统木结构榫卯构造原理的启发^[3-5],并结合现代材料的高强度和环保的特点而提出的,如图1所示。这种榫卯连接可以实现快捷拆卸拼装而不用螺钉。榫卯连接节点图如图2。

榫卯节点与其他类型的节点相比,除了有足够的强度、刚度等共同特点外,还具有足够的转动能力,不会出现因节点处的约束大而造成脆性破坏。

榫卯节点连接形式属于半刚性连接,具有一定的吸收和耗散地震能量的能力,抗震性能较好^[6]。另外节点可以在工厂加工制造现场安装,无需焊接,施工较简单,榫卯节点拼装的钢框架不仅便于安装,拆卸,也便于重复利用。对节点的研究分析较常用的手段有三种,即理论分析、试验研究和大型有限元程序分析^[7-9]。大型有限元分析能较好将前二者结合起来,很好地模拟空间节点的受力过程,分析结果令人信服,这是目前研究管节点承载力较好方法。

本结构形式为一新型结构形式,先进行试验,随后利用大型有限元程序分析进行节点研究。

1 矩形钢管榫卯节点试验研究

1.1 试验方案

本试验采用向静力加载对纵横两方向刚架进行试验。如图3为试验加载装置,试验所需的钢材为Q235,构件全部在工厂完成。试验时采用分级加载的方式,即将试验节点组合入一个便于加载控制的框架来对其施加荷载,如图4。试件模态比为1:4,节点模型各个杆件几何尺寸均采用100 mm×100 mm×6 mm方钢管。试验前对试验刚架进行了线弹性有限元分析估算。

1.2 框架节点试验

收稿日期:2013-12-31 责任编辑:车轩 E-mail: sjztdxxbzhb.2015.01.01

作者简介:喻岩(1964-),女,副教授,主要从事建筑结构的研究。E-mail: yuyan_2009_happy@163.com

基金项目:河北省自然科学基金(E2008000438)

喻岩,段树金,张裕. 榫卯式连接钢框架节点承载力性能研究[J]. 石家庄铁道大学学报:自然科学版,2015,28(1):1-5.

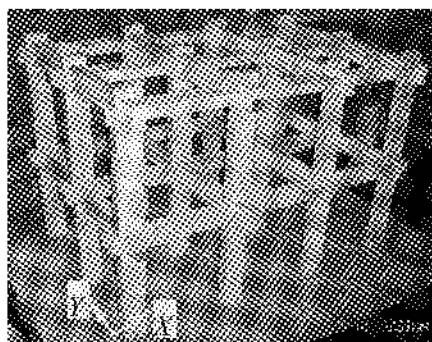


图 1 框架模型图

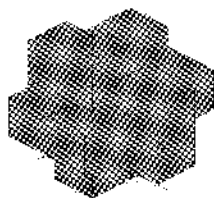


图 2 榫卯节点

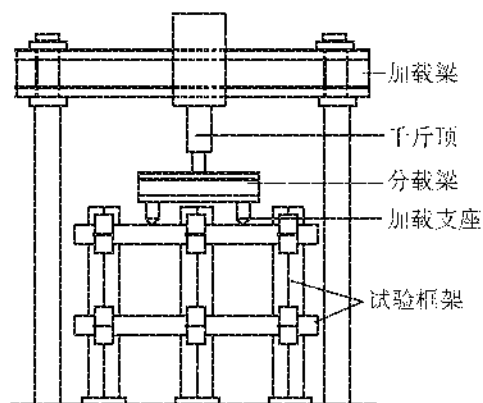


图 3 X 方向框架竖向加载装置示意图

为了使试件各部分接触良好,进入正常工作状态,荷载与变形趋于稳定,检验试验装置是否可靠及仪表是否正常工作,在正式试验前进行了预加载。正式加载时,当试件应变或挠度进入非线性,出现大的变形后,加载级数减小。

试验时采用应变片来量测节点的应变,用位移计来了解节点的位移状况,本次试验在节点应力复杂地方或应力较大的地方进行重点布置。且在试件跨中部位及各个杆件交接处均布置了位移计,由此便可计算出试件的竖向变位,并获得荷载-位移曲线。

1.3 试验结果及分析

在梁端所取得 6 个测试点的荷载-应变曲线进行比较,如图 5 所示。



图 4 试验加载装置

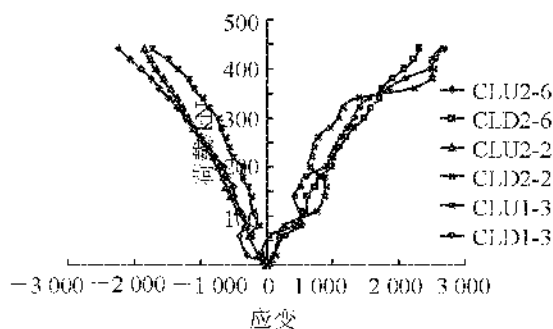


图 5 荷载-梁端节点应变曲线

从荷载-应变曲线上看,同一截面上下对称的两点应变值基本上也是对称的,由于对称加载,节点左右两侧梁端的应变值也基本上是对称的。由此可看出,试验结果与理论较符合。当荷载达到 440 kN 时,加载部位梁下的测点应变值增加很快,表明加载的跨中部位发生了局部屈曲。

除了对梁端测点荷载-应变进行分析,还对节点四周应变进行分析。

从图 6 节点四周的应变情况看,应变开始基本上是线性变化的,而后发生偏折,经过分析发现,发生偏折是在加载端发生屈服时出现的,之后应变的变化又趋于平缓。直到最终节点处变形过大,无法继续承受荷载,但是此时测点处的钢板计算应力仍然在允许应力范围之内。

图 7 为竖向荷载与试件跨中竖向位移的关系,图 7 中纵坐标为所施加的荷载值,横坐标为框架梁跨中竖向位移。位移以向下为正,向上为负。由图 7 可见,荷载较小时,荷载 P 与跨中位移基本成线性关系,当达到 240 kN 左右时,荷载-位移曲线出现转折,说明整个试件逐步开始进入塑性。当荷载加到 440 kN 时,加载仪表盘的指针突然归零,跨中加载部位梁下的应变片值急剧增加,说明框架梁达到了极限荷载,而此时节点并没有明显的破坏,不考虑整体,继续对框架进行加载。当加载到 480 kN 之后,荷载位移曲线趋于平缓,节点处变形明显增大,出现破坏现象,说明节点达到极限荷载。

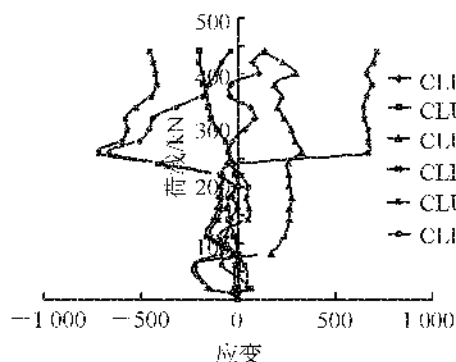


图6 荷载-节点四周应变曲线

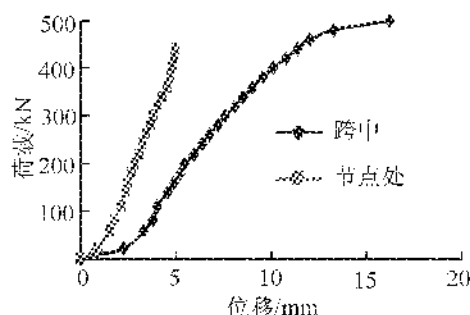


图7 荷载位移曲线

3 榫卯节点有限元分析

3.1 计算模型的建立

考虑实际的工程要求和节点的受力状态,并参考了国内有关资料^[10-13],结合 ANSYS 程序^[14]的功能,按照实体建模的方法建立了几何模型,构件截面具体的几何尺寸均为 $100\text{ mm} \times 100\text{ mm} \times 6\text{ mm}$ 。假定所选钢材为 Q235,钢材为理想的弹塑性材料,其泊松比取 0.3,材料符合双线性等向强化模型,材料的屈服准则服从 Von Mises 屈服准则及塑性流动法则。摩擦采用库伦摩擦模型,摩擦系数为 0.3。

在有限元分析中,均采用三维 4 节点单元 SHELL181 进行建模计算。SHELL181 单元适合于分析那些薄或中等厚度的板壳结构(对于板结构,板的表面尺寸/板厚 ≥ 10),单元的每个结点具有 6 个自由度,即沿坐标系 X, Y, Z 轴的 3 个平动位移自由度和 3 个转角位移自由度,在该形式榫卯节点中,各个杆件之间采用接触单元 TARGET170、CONTA174 来模拟两者之间的接触作用。其中 TARGET170 是三维接触单元的目标面,CONTA174 是三维接触单元的接触面,接触单元本身是覆盖在单元实体表面上,描述单元表面之间的接触、滑移及变形等边界条件。目标面和接触面之间通过一组实常数定义一组接触对来模拟单元之间的接触作用的。划分单元时,考虑连接处焊缝影响,为了提高效率,在相接触处附近区域进行了单元加密划分,而在距节点较远处,应力分布比较均匀,其值较小,采用较大单元划分,在两者之间单元粗细划分采取了均匀过渡。采用四边形单元形状。各管相接处附近应力变化较大,此处各点应力和变形是分析的重点。具体划分如图 8 所示。

在梁端加载过程中采用对称加载方式,并采用单调加载。计算简图如图 9。

边界条件的模拟是有限元分析的一个重要步骤,在模拟边界条件时,采用约束下端面上的 UX, UY, UZ 方向的位移的方法模拟柱下端面的铰接,柱上端面采用约束节点 UX, UY 方向的位移。非加载梁的一端采用约束节点 UX, UY, UZ 方向的位移,另一端采用约束节点 UY, UZ 方向的位移。

3.2 有限元结果分析

图 10、图 11 为节点在达到极限荷载时的变形图以及应力云图。由节点的应力变化状况可知,在节点屈服时,梁上的部分钢管已经进入屈服状态。加载初期,杆件处于弹性阶段,当荷载增加到一定程度后,节点区域相继进入屈服状态,随着外荷载的逐渐增加,塑性区不断的向四周扩散,直至出现显著的塑性变形,节点最后破坏。

根据极限荷载状态时的应力、应变计算出节点截面尺寸为 $100\text{ mm} \times 100\text{ mm} \times 6\text{ mm}$ 的抗弯极限承载力为 $3.15\text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

图 12 给出了节点有限元模型计算得到与试验节点相应的加载端部位移与荷载关系曲线,由图 12 可见,节点有限元计算得到的荷载-位移曲线与试验得到的荷载-位移曲线吻合较好,其极限荷载有限元值与试验值比为 1.04。表明有限元模型能够反应节点的实际工作状态。

根据极限荷载状态时的应力、应变计算出到达极限荷载时节点附近区域的最大弯矩值,有限元计算值为 $3.15\text{ kN} \cdot \text{m}$,试验值 $2.85\text{ kN} \cdot \text{m}$,二者比值为 1.09。

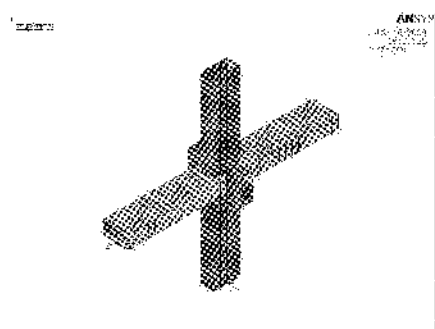


图 8 模型的网格划分

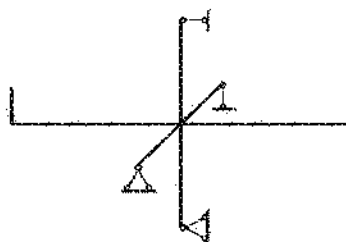


图 9 有限元计算简图

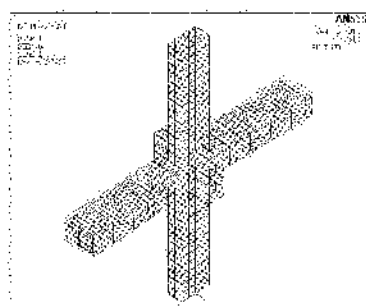


图 10 达到极限荷载时节点的变形图(单位:m)

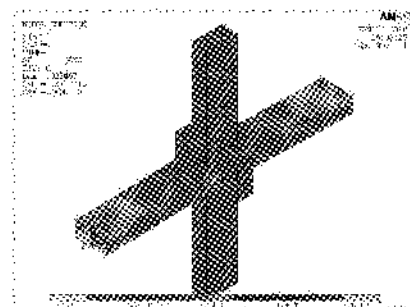


图 11 达到极限荷载时节点的应力云图(单位:Pa)

用上述的有限元非线性的计算方法,改变节点的几何参数,研究不同截面尺寸的榫卯节点的抗弯极限承载力。

通过改变构件截面尺寸建立有限元模型,确定了不同截面的榫卯节点的抗弯极限承载力。

从试验结果(见表 1)可以看出,当截面尺寸不变时,随着板厚的增加,节点的极限承载力也增加,以 t 为横坐标,抗弯承载力为纵坐标,得到的四组数据的曲线如图 13 所示,由图 13 可见板厚 t 与节点的抗弯承载力不是线性关系。图 14 为 t^2 与节点抗弯承载力关系曲线图,从图 14 中可以看出,4 条线基本为直线,说明承载力与 t^2 为线性关系。

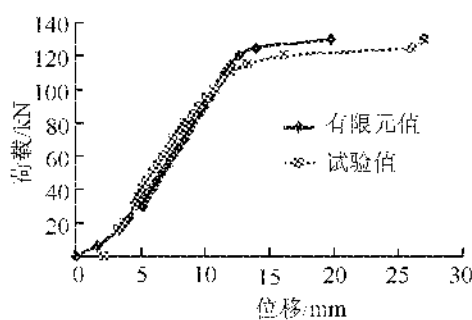
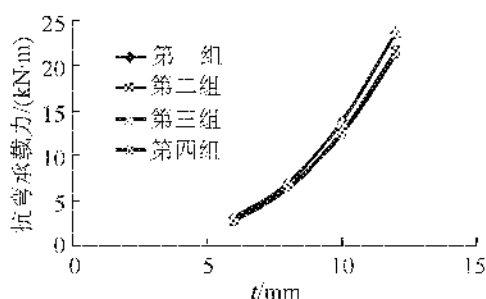
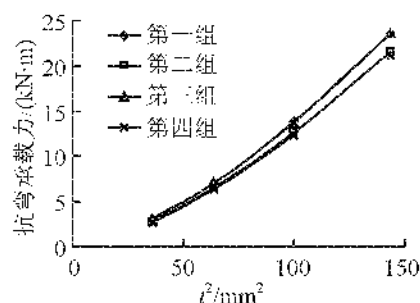


图 12 试验与有限元计算位移-荷载曲线

表 1 各种截面钢管抗弯极限承载力试验结果

点编号	钢管截面尺寸	t/mm	b/t	抗弯极限承载力/(kN·m)
1-1	100 mm×100 mm×6 mm	6	16.7	3.15
1-2	100 mm×100 mm×8 mm	8	12.5	7.09
1-3	100 mm×100 mm×10 mm	10	10	13.04
1-4	100 mm×100 mm×12 mm	12	8.3	21.07
2-1	80 mm×80 mm×6 mm	6	13.3	2.76
2-2	80 mm×80 mm×8 mm	8	10	6.73
2-3	80 mm×80 mm×10 mm	10	8	11.89
2-4	80 mm×80 mm×12 mm	12	6.7	19.38
3-1	120 mm×120 mm×6 mm	6	20	3.12
3-2	120 mm×120 mm×8 mm	8	15	7.12
3-3	120 mm×120 mm×10 mm	10	12	13.02
3-4	120 mm×120 mm×12 mm	12	10	21.03
4-1	150 mm×150 mm×6 mm	6	25	3.09
4-2	150 mm×150 mm×8 mm	8	18.8	6.95
4-3	150 mm×150 mm×10 mm	10	15	12.82
4-4	150 mm×150 mm×12 mm	12	12.5	21.16

图13 t 与抗弯承载力的关系曲线图14 t^2 与节点的抗弯承载力关系曲线

4 榫卯节点抗弯极限承载力分析确定

利用非线性有限元手段对参数进行分析,确定了各主要参数与节点承载力之间的关系,并参考《空心管结构连接设计指南》^[15]和《钢结构设计规范》^[16]的节点承载力公式,提出了榫卯节点抗弯极限承载力计算公式

$$M_{ju} = 15.2\gamma^{-0.48}ht^2f \quad (1)$$

式中, $\gamma = b/2t$; f 为所用钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值。利用该公式计算榫卯节点抗弯极限承载力为 $3.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 试验得到值为 $2.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 其二者比值为 1.16, 较为符合。

5 结论

通过试验和有限元分析,提出的榫卯节点承载力计算公式,它与试验结果和有限元分析结果比较接近,对于此类型框架结构的设计有较好的参考价值。另外,通过试验可以看出,以榫卯节点形式组成的框架满足“强节点弱构件”这一抗震设计原则。从设计原则上看,这种新型节点是可行的。从试验数据分析结果看,尽管此类节点受力较复杂,应力集中现象较明显,但该类榫卯节点的承载力很高。

参 考 文 献

- [1] 吴昌栋, 陈云波. 钢管结构在建筑工程中的应用[J]. 工业建筑, 1997, 12(5): 35-42.
- [2] SHANMUGAM. NE, TING. LC. Welded interior box-column to I-beam connections[J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(5): 824-830.
- [3] 张鹏程, 赵鸿铁, 薛建阳, 等. 中国古建筑的防震思想[J]. 世界地震工程, 2001, 17(4): 2-4.
- [4] 徐其文, 汤小平, 索安勇. 中国古典建筑木结构特性的分析研究[J]. 淮海工学院学报, 2002, 11(4): 64-67.
- [5] 赵均海, 俞茂宏, 高大峰, 等. 中国古代木结构的弹塑性有限元分析[J]. 西安建筑科技大学学报, 1999, 2: 131-133.
- [6] 段树金, 喻岩, 李猛, 等. 一种榫卯连接方钢管组装框架模型的荷载-位移曲线试验研究[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2010, 23(2): 80-82.
- [7] 张志良, 沈祖炎, 陈学潮. 方管节点极限承载力的非线性有限元分析[J]. 土木工程学报, 1990, 23(1): 12-22.
- [8] 武振宇, 张耀春. 等宽 T 型方管节点承载力计算[J]. 钢结构, 2002, 17(4): 13-15.
- [9] 傅振歧, 何保康, 顾强. 矩形管间隙 K 型节点极限承载力的有限元分析[J]. 西安建筑科技大学学报, 1996, 28(4): 428-432.
- [10] 龚曙光. ANSYS 基础应用及范例解析[M]. 北京: 机械工业出版社, 2003: 160-167.
- [11] 荣先成. 有限元法[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 2007: 1-2.
- [12] 张波, 盛和太. 有限元数值分析原理与应用[M]. 北京: 清华大学出版社, 2005: 30-39.
- [13] 王勖成, 绍敏. 有限单元基本原理及数值方法[M]. 北京: 清华大学出版社, 1988: 32-40.
- [14] 王新敏. ANSYS 工程结果数值分析[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007: 410-429.
- [15] PACKER J A, HEDDERSON J E. 空心管结构连接设计指南[M]. 曹俊杰, 译. 北京: 科学出版社, 1997.
- [16] GB50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.

(下转第 33 页)

风攻角对宽高比为5的 矩形断面梁气动力特性的影响

杨 群¹, 刘小兵²

(1. 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043; 2. 石家庄铁道大学 风工程研究中心, 河北 石家庄 050043)

摘要:针对宽高比为5的矩形断面梁进行了节段模型测压风洞试验,研究了矩形断面梁的气动力特性随风攻角的变化规律。研究表明:在 $0^\circ \sim 6^\circ$ 的风攻角范围内,风攻角对斯托罗哈数的影响很小;不同风攻角下的驰振力系数均大于0;与上表面中间位置的测点相比,上表面边缘位置测点的压力与升力和扭矩的相关性更强;上表面边缘位置测点的压力与升力和扭矩的相关性对风攻角的变化不敏感;随着风攻角的增大,上表面中间位置测点的压力与升力和扭矩的相关性显著增强。

关键词:矩形断面梁;气动力;风洞试验;测压

中图分类号:TU311.3 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0006-07

矩形断面在土木工程中有着广泛的应用背景,许多土木工程结构都是以矩形断面为原型发展起来的。由于矩形断面梁气动性能的研究可为桥梁主梁的气动性能研究提供参考,国内外学者对矩形断面梁,尤其是标准模型-宽高比为5的矩形断面梁的气动性能进行了许多研究工作。Larsen采用离散涡方法对宽高比为5的矩形断面梁的气动性能进行了数值模拟,得到了阻力系数、升力系数根方差及斯托罗哈数^[1]。刘志文采用风洞试验和数值模拟两种方法,对比研究了宽高比为5的矩形断面梁的三分力系数、斯托罗哈数及风压系数的分布规律^[2]。近年来,由国际风工程协会联合其它一些组织共同发起了针对宽高比为5的矩形断面梁气动性能的 Benchmark 问题研究,简称 BARC(A Benchmark on the Aerodynamics of a Rectangular 5: 1 Cylinder)^[3]。在 BARC 框架下,研究者通过数值模拟和风洞试验两种手段,从流场、气动力系数、风压系数分布及气动力的展向相关性等多个角度对宽高比为5的矩形断面梁的气动性能进行详细深入的研究^[4-6]。以上这些研究工作大部分是在 0° 风向角下进行的,对矩形断面梁气动力特性的风攻角效应关注较少。风攻角是矩形断面梁和实际桥梁主梁气动力特性的重要影响参数之一,深入分析矩形断面梁气动力特性的风攻角效应对研究实际桥梁主梁的气动力特性具有重要意义。鉴于此,通过节段模型测压风洞试验,分析了宽高比为5的矩形断面梁的气动力特性随风攻角的变化规律。

1 风洞试验介绍

如图1所示,矩形断面梁风洞试验模型宽 B 和高 H 分别为300 mm和60 mm,宽高比为5,长度 L 为2 000 mm。模型由有机玻璃板制成,在模型中央沿周向布置1圈测压孔,测压孔的数目为60个。由于流动参数在尖角处变化比较剧烈,因此在模型的棱边处测压孔布置较密。

风洞试验在石家庄铁道大学风工程研究中心 STU-1 风洞中进行。该风洞为串联双试验段回/直流边界层风洞,低速试验段宽4 m,高3 m,长24 m,风速1~30 m/s连续可调;高速试验段宽2.2 m,高2 m,长5 m,风速3~80 m/s连续可调。本试验在高速试验段中进行。如图2所示,矩形断面梁节段模型通过刚

收稿日期:2014-06-19 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxxbzh.2015.01.02

作者简介:杨群(1981-),女,讲师,主要从事桥梁工程的研究。E-mail:quny123@126.com

基金项目:国家自然科学基金(51308359);河北省自然科学基金(E2013210103);河北省高等学校科学技术研究基金(QN20131169)

杨群,刘小兵.风攻角对宽高比为5的矩形断面梁气动力特性的影响[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2015,28(1):6-11.

性轴与洞壁外侧的转盘固定,通过转盘可以改变模型的来流风之间的攻角。试验风攻角为 $0^\circ \sim 6^\circ$,变化步长为 1° 。风攻角正方向的定义如图3所示。试验流场为均匀流场,顺风向紊流度约为0.2%。来流风速为10 m/s,以模型断面宽度 B 为特征尺寸定义的雷诺数为 2.0×10^5 。不同风攻角下模型所有测点的风压可通过放置在模型内部的压力扫描阀测量得到。按照文献[7]介绍的方法对60个测点微元提供的阻力、升力和扭矩进行求和,即可得到作用在模型上的气动阻力、升力和扭矩。气动阻力、升力和扭矩的正方向定义如图3所示。

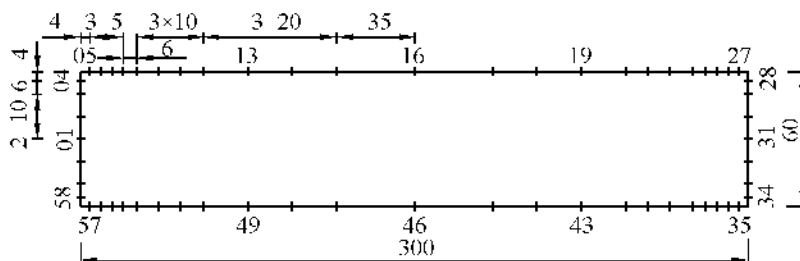
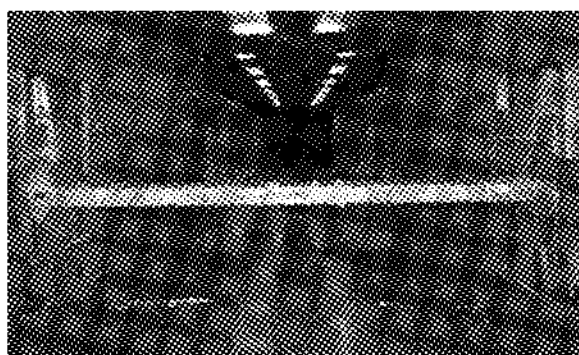
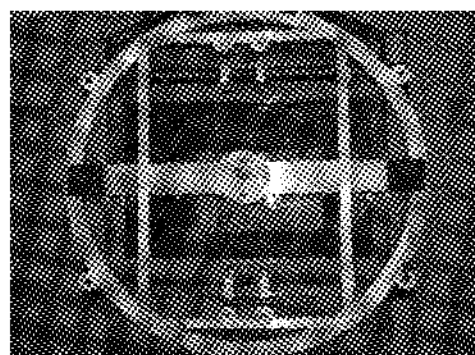


图1 风洞试验模型的尺寸及测点布置(单位:mm)



(a)试验模型



(b)洞壁外侧的转盘

图2 风洞试验照片

2 试验结果的可靠性检验

图4显示了 0° 风向角下模型的阻力系数时程、扭矩系数时程、升力系数时程及幅值谱。阻力系数、升力系数、扭矩系数的定义如下

阻力系数

$$C_d = F_d / 0.5 \rho U^2 B \quad (1)$$

升力系数

$$C_l = F_l / 0.5 \rho U^2 B \quad (2)$$

扭矩系数

$$C_m = F_m / 0.5 \rho U^2 B^2 \quad (3)$$

式中, F_d 、 F_l 、 F_m 为通过测点微元积分得到的模型单位长度上受到的阻力、升力、扭矩; U 为来流风速; B 为模型的宽度。

从图4可以看到,阻力系数均值在0.2附近,升力系数和扭矩系数均值接近0,这与 0° 风向角下矩形断面上下对称的实际情况是相符的。与阻力系数时程曲线相比,升力系数时程曲线和扭矩系数时程曲线的谐波特性更明显。从升力系数时程幅值谱曲线可以看到,以模型宽度 B 为特征长度定义的斯托罗哈数为0.545。表1将试验结果与已有的一些试验结果进行了对比,从表中可以看到,试验得到的阻力系数均值和斯托罗哈数与别人文献结果吻合较好。以上分析表明,测压试验结果是可靠的。

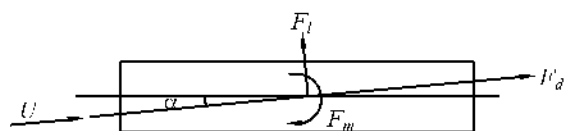


图3 风攻角及三分力示意图

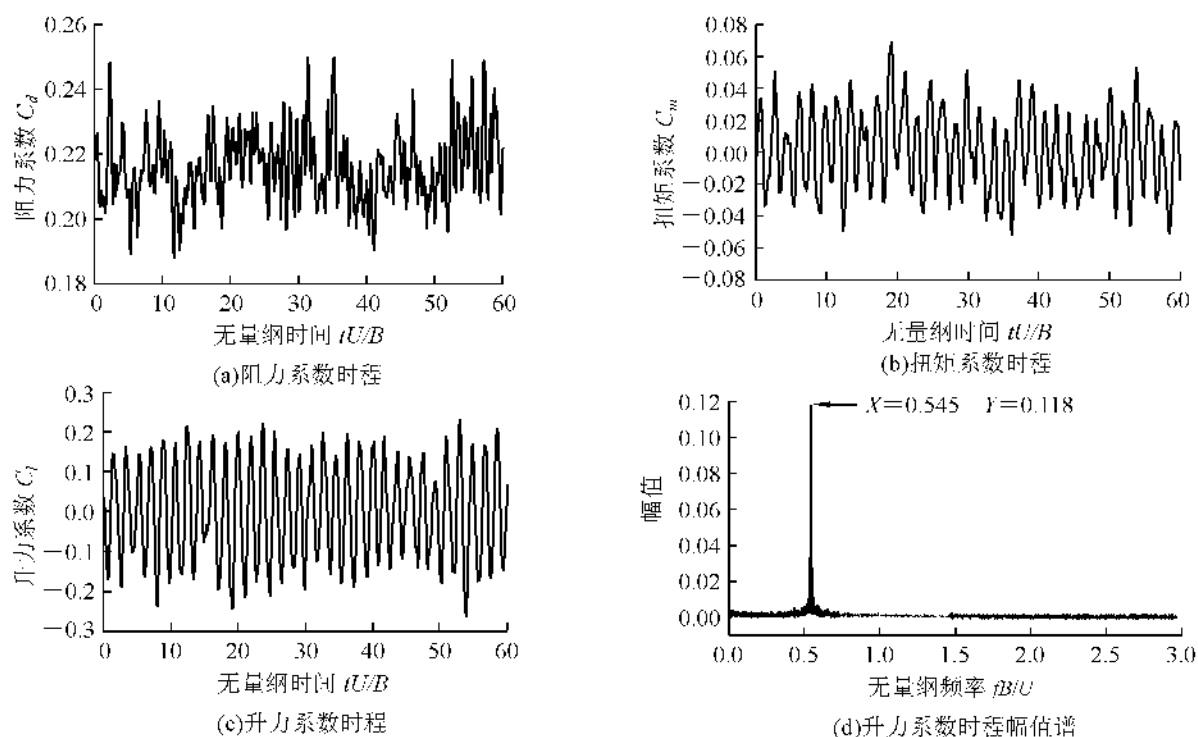
图 4 0° 风向角下的气动力系数时程及幅值谱

表 1 试验结果与他人的文献结果对比

试验	雷诺数	阻力系数均值	斯托罗哈数
本文试验	2.0×10^5	0.209	0.545
刘志文试验 ^[7]	1.3×10^5	0.196	0.513
Schewe 试验 ^[8]	2.0×10^5	0.206	0.555

3 试验结果分析

3.1 斯托罗哈数及驰振力系数

图 5 和图 6 为模型的三分力系数均值和根方差随风攻角的变化曲线,可以看到,在 $0^\circ \sim 6^\circ$ 的风攻角范围内,阻力系数、升力系数和扭矩系数均值和根方差均随风攻角的增大而增大,只不过增大的幅度不同,阻力系数和扭矩系数均值与根方差的增幅较小,升力系数均值与根方差的增幅较大。

图 7 为模型的斯托罗哈数随风攻角的变化曲线。可以看到,在 $0^\circ \sim 6^\circ$ 的风攻角范围内,风攻角对斯托罗哈数的影响很小,其值基本在 $0.5 \sim 0.55$ 之间。

图 8 为模型的驰振力系数 随风攻角的变化曲线。可以看到,在 $0^\circ \sim 6^\circ$ 的风攻角范围内,驰振力系数均大于 0,表明宽高比为 5 的矩形断面梁在 $0^\circ \sim 6^\circ$ 的风攻角范围内不会发生驰振现象。

3.2 测点的平均风压系数分布

为方便分析风攻角对测点平均风压系数分布规律的影响,定义各测点的无量纲距离 S/B 。 S 为从模型的左下角点 1 沿模型表面按顺时针方向到某测点的实际距离,以 S/B 表示测点的无量纲距离,则模型各个面的无量纲距离分别为:迎风面 $0 < S/B < 0.20$;上表面 $0.20 < S/B < 1.20$;背风面 $1.20 < S/B < 1.40$;下表面 $1.40 < S/B < 2.40$ 。

由图 10 可以看出,在试验风攻角范围内,迎风面测点的平均风压系数为正值,表明迎风面受到压力作用。上表面、背风面以及下表面测点的平均风压系数均为负值,表明这些面受到吸力作用。

由图 10(a)可以看出:风攻角为 0° 时,迎风面测点平均风压系数以中点 ($S/B = 0.1$) 呈对称分布;迎风面下半部分测点 ($0 < S/B < 0.1$) 的平均风压系数随着风攻角的增大而增大;迎风面上半部分测点 ($0.1 < S/B < 0.2$) 的平均风压系数随着风攻角的增大而减小。由图 10(b)可以看出:风攻角为 0° 时,上

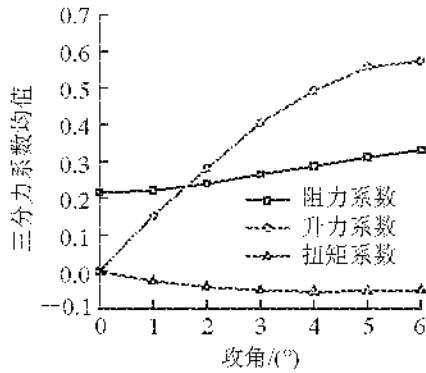


图5 三分力系数均值随风攻角的变化曲线

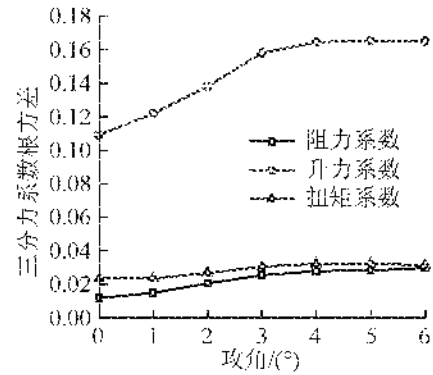


图6 三分力系数根方差随风攻角的变化曲线

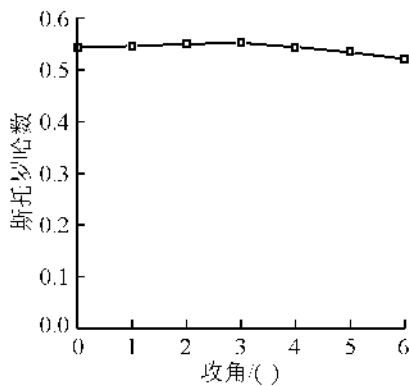


图7 斯托罗哈数随风攻角的变化曲线

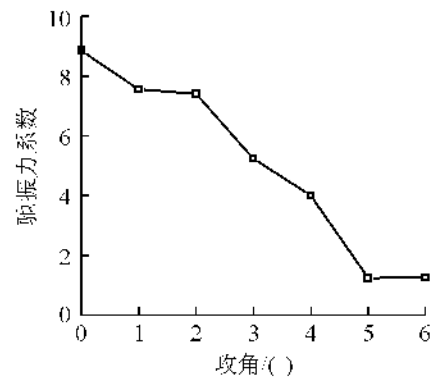
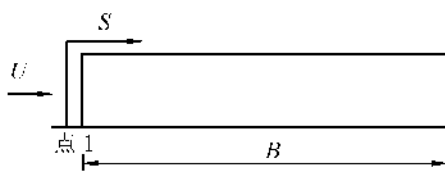
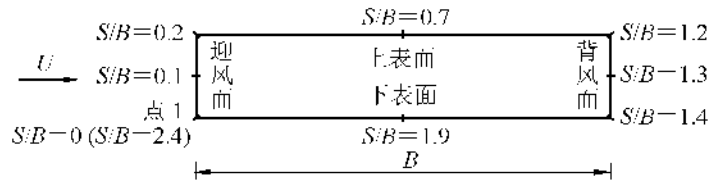


图8 驰振力系数随风攻角的变化曲线

(a) S 的定义(b) 模型各表面关键点位置的 S/B 值图9 无量纲距离 S/B 模型参数示意图

表面迎风端测点的平均风压系数绝对值远大于背风端测点的平均风压系数绝对值；随着风攻角的增大，上表面迎风端测点的平均风压系数绝对值变化不大，背风端测点的平均风压系数绝对值迅速增大。由图10(c)可以看出，风攻角为 0° 时，背风面测点的平均风压系数以中点($S/B = 1.3$)呈对称分布；背风面各测点的平均风压系数绝对值均随着风攻角的增大而增大。由图10(d)可以看出，风攻角为 0° 时，下表面迎风端测点的平均风压系数绝对值远大于背风端测点的平均风压系数绝对值；下表面大部分位置测点的平均风压系数绝对值随着风攻角的增大而减小，与边缘位置的测点相比，下表面中间位置测点的平均风压系数绝对值减小的幅度更显著。

3.3 测点的脉动风压系数分布

桥梁主梁风致振动中，平均风压提供静力风荷载部分，对振动起主要作用的是风压的脉动部分。考虑到主梁的振动以竖弯振动和扭转振动为主，本节着重分析对模型的脉动升力和脉动扭矩起主要贡献的上下表面测点的脉动风压系数分布。模型上下表面测点的脉动风压系数分布见图11。可以发现：(1)各风向角下，上下表面背风端测点的脉动风压系数明显大于迎风端测点的脉动风压系数。这表明上下表面背风端测点的脉动风压对整个模型的脉动升力和脉动扭矩的贡献更大；(2)上表面背风端测点的脉动风压系数随着风攻角的增大而增大，下表面背风端测点的脉动风压系数随着风攻角的增大而减小。这说明，随着风攻角的增大，上表面背风端测点的脉动风压对整个模型的脉动升力和脉动扭矩的贡献逐渐增

大,下表面背风端测点的脉动风压对整个模型的脉动升力和脉动扭矩的贡献逐渐减小。

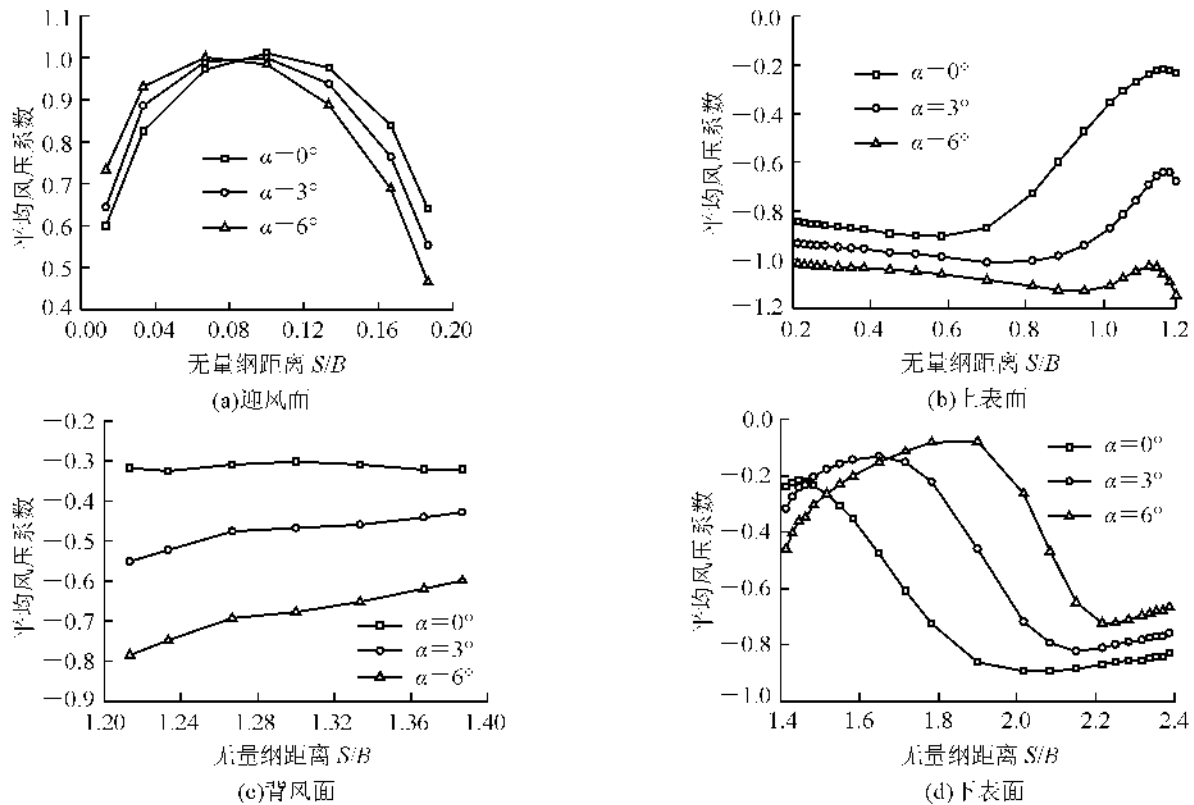


图 10 模型测点的平均风压系数分布

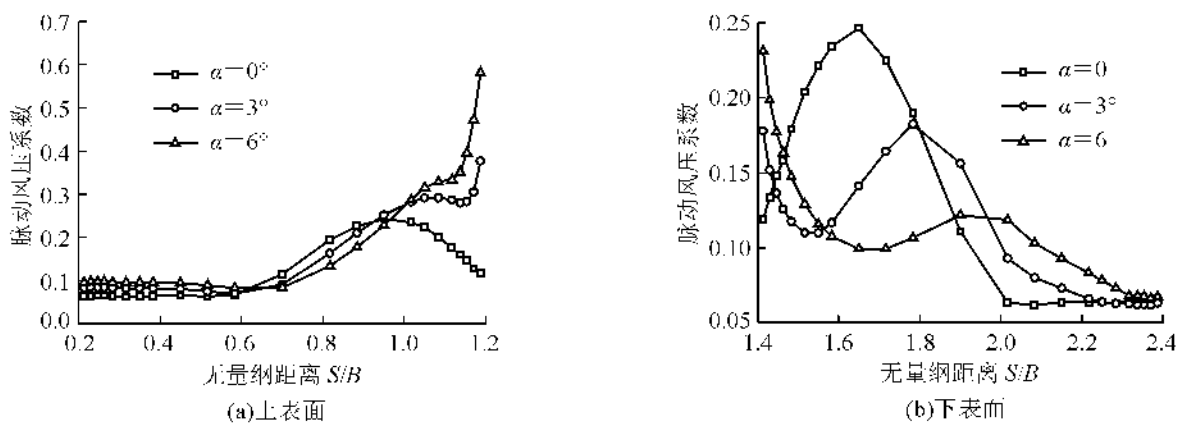


图 11 模型测点的脉动风压系数分布

3.4 测点压力与总气动力的相关性

在如图 3 所示正向风攻角的情况下,来流风经过矩形断面梁模型时,大尺度旋涡脱落形成的主要位置为模型的上表面,上表面测点的脉动压力对模型的脉动升力和脉动扭矩起主要贡献。因此,以下着重分析上表面测点的压力与升力和扭矩的相关性。

图 12 和图 13 分别给出了风攻角为 0°、3°和 6°时模型上表面的测点压力与升力和扭矩的相关系数。可以看出,虽然绝大部分测点的压力与升力的相关系数为负值,与扭矩的相关系数为正值,但二者在上表面的分布规律及随风攻角的变化规律却比较类似。上表面边缘位置测点的压力与升力和扭矩的相关系数绝对值较大,且随风攻角的增大变化不明显。上表面中间位置测点的压力与升力和扭矩的相关系数绝对值较小,且随风攻角的增大显著增大。这说明,与中间位置的测点相比,边缘位置测点的压力与升力和扭矩的相关性更强。随着风攻角的增大,边缘位置测点的压力与升力和扭矩的相关性变化不大,中间位

置测点的压力与升力和扭矩的相关性显著增强。

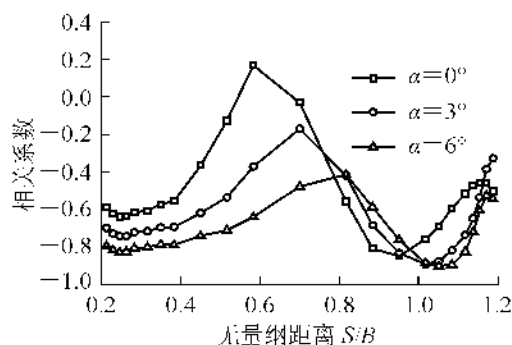


图12 上表面测点压力与升力的相关系数

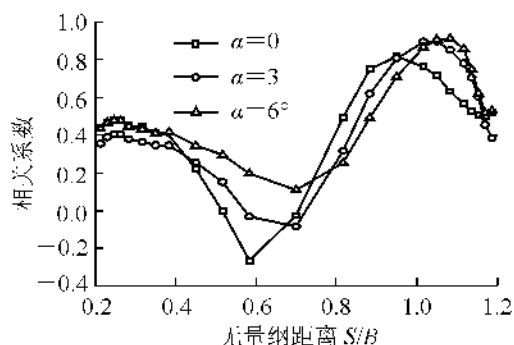


图13 上表面测点压力与扭矩的相关系数

4 结论

通过节段模型测压风洞试验研究了风攻角对宽高比为5的矩形断面梁的气动力特性随风攻角的变化规律,主要得到了以下几点结论:

(1)在 $0^\circ \sim 6^\circ$ 的风攻角范围内,风攻角对斯托罗哈数的影响很小。

(2)在 $0^\circ \sim 6^\circ$ 的风攻角范围内,驰振力系数均大于0,表明宽高比为5的矩形断面梁在此风攻角范围内不会发生驰振现象。

(3)在 $0^\circ \sim 6^\circ$ 的风攻角范围内,上下表面背风端测点的脉动风压系数明显大于迎风端测点的脉动风压系数。上表面背风端测点的脉动风压系数随着风攻角的增大而增大,下表面背风端测点的脉动风压系数随着风攻角的增大而减小。

(4)在 $0^\circ \sim 6^\circ$ 的风攻角范围内,随着风攻角的增大,上表面边缘位置测点的压力与升力和扭矩的相关性变化不大,上表面中间位置测点的压力与升力和扭矩的相关性显著增强。

参 考 文 献

- [1] Larsen A. Advances in aeroelastic analyses of suspension and cable-stayed bridges[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1998, 74/76: 73-90.
- [2] 刘志文, 陈政清. $H/B=1/5$ 矩形断面气动性能研究[C]//第十三届全国结构风工程学术会议论文集. 大连:中国土木工程协会桥梁与结构工程分会风工程委员会, 2007:91-99.
- [3] Bartoli G, Bruno L, Buresti G, et al. BARC: A Benchmark on the Aerodynamics of a Rectangular 5:1 Cylinder[J]. Journal of Fluids and Structures, 2009, 25: 586.
- [4] Bruno L, Coste N, Fransos D. Simulated flow around a rectangular 5:1 cylinder: Spanwise discretisation effects and emerging flow features[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2012, 104/106: 203-215.
- [5] Bruno L, Fransos D, Coste N, et al. 3D flow around a rectangular cylinder: A computational study[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2010, 98: 263-276.
- [6] Bruno L, Salvetti M, Ricciardelli F. Benchmark on the Aerodynamics of a Rectangular 5:1 Cylinder: An overview after the first four years of activity[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2014, 126: 87-106.
- [7] 李加武, 林志兴, 金挺. 压力积分法在桥梁断面雷诺数效应研究中的应用[J]. 振动工程学报, 2006, 19(4): 505-508.
- [8] Schewe G. Reynolds-number-effects in flow around a rectangular cylinder with aspect ratio 1: 5[J]. Journal of Fluids and Structures, 2013, 39: 15-26.

(下转第39页)

韩江大桥(48+80+80+88+48)m 道岔连续梁车桥耦合动力响应分析

王慧东¹, 马其森²

(1. 石家庄铁道大学土木工程学院, 河北 石家庄 050043; 2. 青岛鸿瑞电力工程咨询有限公司, 山东 青岛 266100)

摘要:研究了高速列车与厦深铁路韩江大桥(48+2×80+88+48)m道岔连续梁的空间耦合振动中的桥梁响应问题。以模态坐标法形成结构的动力方程,适用SAP2000形成基本振型并由此获得振型参数,利用Matlab软件编写求解程序,得到了道岔连续梁动力响应的一些成果。

关键词:道岔连续梁;车桥耦合振动;模态坐标法

中图分类号:U446.1 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0012-06

0 引言

厦深铁路韩江特大桥中心里程DK200+292.68,主桥为5跨预应力连续箱梁,全长345.5m,道岔位置为DK200+202,左右正线及左右联络线关于桥梁中线对称布置,分跨为(48+2×80+88+48)m,中支点处梁高7.50m;跨中直线合龙段2m及边跨现浇直线段13m梁高为4.5m,梁底下缘按二次抛物线变化,边支座中心线至梁端0.75m。主梁箱梁采用单箱双室变宽度变高度结构。在线路出岔前箱梁顶宽12.2m,箱梁底宽6.7m,顶板厚度45cm;底板厚度42cm至100cm,按直线线形变化;腹板厚30cm至70cm线性变化;在出岔位置后箱梁顶宽27.16m,箱梁底宽21.66m,顶板厚度45cm;底板厚度42cm至100cm,按直线线形变化;腹板厚40cm至120cm线性变化。全联在两个端支点及4个中支点处共设6个横隔板,各横隔板设有孔洞,梁部采用C55混凝土浇筑。韩江桥道岔段连续梁立面和桥上平面线路布置见图1。

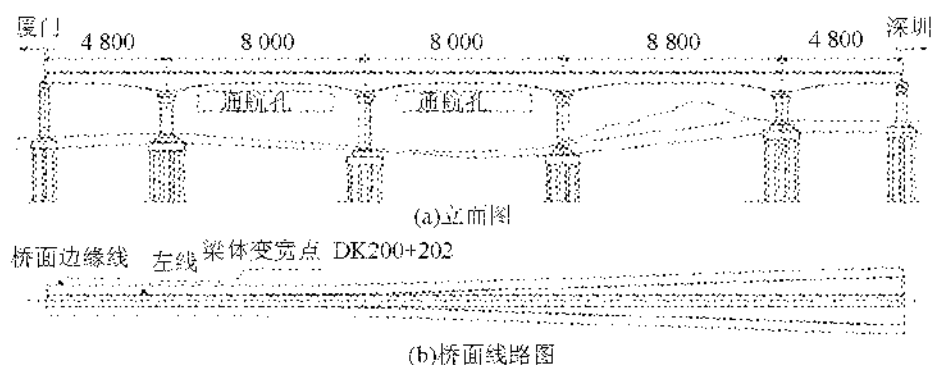


图1 韩江桥道岔段连续梁立面和桥上平面线路布置(单位:cm)

1 车辆模型建立

车辆的构造理论表明,具有悬挂装置的车辆是空间振动系统,包含多个方向的自由度,具有复杂的振

收稿日期:2013-04-02 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxxbzh.2015.01.03

作者简介:王慧东(1964-),男,教授,博士,主要从事桥梁及结构工程研究。E-mail:qlxwanghd@126.com

王慧东,马其森.韩江大桥(48+80+80+88+48)m道岔连续梁车桥耦合动力响应分析[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2015,28(1):12-16.

动现象。为简化分析过程,现对车辆模型化提出如下假设:

- (1)质量集中化和构件的弹性化处理;
- (2)忽略轨道振动;
- (3)车体、转向架和轮对在其平衡位置作小振幅振动;
- (4)依据研究目的选择合适的自由度;按表1选取车辆系统的自由度;
- (5)所有弹簧和阻尼均不考虑质量,将其质量统计入转向架,其中弹簧均按线性弹簧计算,阻尼均按粘性阻尼计算^[1]。

表1 车辆振动模型的自由度

研究对象	振动方式				
	沉浮	横摆	侧滚	点头	摇头
车体	Z_c	Y_c	θ_c	φ_c	ψ_c
前转向架	Z_{c1}	Y_{c1}	θ_{c1}	φ_{c1}	ψ_{c1}
后转向架	Z_{c2}	Y_{c2}	θ_{c2}	φ_{c2}	ψ_{c2}
第一轮对	Z_{w1}	Y_{w1}	θ_{w1}	—	—
第二轮对	Z_{w2}	Y_{w2}	θ_{w2}	—	—
第三轮对	Z_{w3}	Y_{w3}	θ_{w3}	—	—
第四轮对	Z_{w4}	Y_{w4}	θ_{w4}	—	—

对于具有2个转向架的4轴车辆,一共有27个自由度。

对第*i*节车分析,利用Lagrange运动方程,求得车辆运动方程,并写作矩阵形式

$$\begin{bmatrix} M_{cci} & 0 & 0 \\ 0 & M_{t1i} & 0 \\ 0 & 0 & M_{t2i} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_{ci} \\ \ddot{v}_{t1i} \\ \ddot{v}_{t2i} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{cci} & C_{t1ci} & C_{t2ci} \\ C_{ct1i} & C_{t1t1i} & 0 \\ C_{ct2i} & 0 & C_{t2t2i} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_{ci} \\ \dot{v}_{t1i} \\ \dot{v}_{t2i} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{cci} & K_{t1ci} & K_{t2ci} \\ K_{ct1i} & K_{t1t1i} & 0 \\ K_{ct2i} & 0 & K_{t2t2i} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_{ci} \\ v_{t1i} \\ v_{t2i} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{ci} \\ F_{t1i} \\ F_{t2i} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

其中车辆运动方程中的荷载向量由作用于车体和转向架上的外力(如风荷、地震荷等)及轮对通过一系悬挂系统传递到转向架上的力两部分组成。在研究车桥耦合作用时,忽略风荷载或地震荷载等外荷载因素,因此车辆运动方程中的荷载向量只剩下轮对通过一系悬挂系统传递到转向架上的力。

2 桥梁模型建立

为减少计算时间,采用模态坐标法建立桥梁的分析模型。模态坐标法,又称振型叠加法。经推导建立起广义参数下的振型运动方程

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{q}_n + \omega_n^2q_n = P_n(t)/M_n \quad (2)$$

通过对式(2)的求解可以得到广义坐标 q_n ,通过坐标变换得到用几何坐标表示的解^[2]。

3 车桥系统耦合动力方程建立

车桥耦合振动中,激振源包括车辆的重力、车辆惯性力、轮对的蛇形运动和轨道的不平顺等。而激振源是车桥两个分离系统耦合计算的关键所在。在耦合计算过程中,需进行如下假设:①轨道的位移视作与桥面的位移相同;②列车不脱轨的情况下,轮对与钢轨视作始终接触的状态,即轮对与钢轨的位移相同。这样就可以将轮对的位移与桥梁的位移视为相同^[3]。通过这样的假设,就能建立起车桥系统的耦合动力方程。通过桥梁的振型广义坐标和内激振源位移叠加,得到轮对的位移的方程。由此可以整合推导出车桥耦合的运动方程表达式

$$\begin{bmatrix} M_{vv} & 0 \\ 0 & M_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_v \\ \ddot{X}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{vv} & C_{vb} \\ C_{bv} & C_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X}_v \\ \dot{X}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{vv} & K_{vb} \\ K_{bv} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_v \\ X_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_v \\ F_b \end{Bmatrix} \quad (3)$$

式中,下标“v”和“b”分别代表车辆和桥梁^[2]。

列车驶过桥梁时,轮对位置随时间而变化,是时间的函数。式(3)中,与桥梁相关的参数均是轮对位置的函数,从而使车桥系统的动力方程组中包含了时变的信息。

4 模态参数获取

利用 SAP2000 中的模态分析,即振型叠加法动力分析,以获得桥梁振动基本模态的相关参数。SAP2000 的模态分析提供了结构基本性能参数,可以对结构响应进行定性的判断^[4]。经过对工程实际的考虑,最终选择特征向量法来取得结构的自振特性。

建立 SAP2000 模型,形成节点 122 个,在桥梁支座对应节点位置,设置相应的约束。其中左侧 128 m 处支座约束为三向位移约束,即约束 xyz 三个方向的位移,但不约束转动。其余支座处只约束 y 向和 z 向位移。

经试算,选择最大振型数为 12,此时 12 阶振型的 xyz 三向质量参与系数之和已经达到 99%,足以使结构的振动分析得出满足精度要求的解。表 2 列出了韩江桥道岔连续梁部分自振振型的信息。

表 2 桥梁结构自振信息

振型阶数	周期/s	频率/(Cyc · s ⁻¹)	振型阶数	周期/s	频率/(Cyc · s ⁻¹)
1	0.57	1.75	7	0.12	8.24
2	0.40	2.53	8	0.10	9.70
3	0.28	3.61	9	0.09	11.56
4	0.20	5.02	10	0.08	13.04
5	0.18	5.57	11	0.07	13.93
6	0.14	7.19	12	0.06	15.71

表 3 给出了桥梁结构的质量参与系数的输出信息,通过对这些系数的分析可以得到结构在每个振型下的基本形态,并通过离散的位移分量得到振型形状。通过表 3 的质量参与系数可以分析判断振型的平扭属性。

表 3 桥梁结构的质量参与系数和振动形态

振型阶数	周期/s	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	振动形态
1	0.57	0.00	0.00	0.02	0.00	0.02	0.00	竖向
2	0.40	0.00	0.00	0.01	0.00	0.03	0.00	竖向
3	0.28	0.00	0.00	0.10	0.00	0.06	0.00	竖向
4	0.20	0.00	0.00	0.01	0.00	0.06	0.00	竖向
5	0.18	0.00	0.00	0.42	0.00	0.28	0.00	竖向
6	0.14	0.00	0.00	0.02	0.00	0.12	0.00	竖向
7	0.12	0.14	0.00	0.02	0.00	0.03	0.00	竖向
8	0.10	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	竖向
9	0.09	0.00	0.08	0.00	0.00	0.00	0.01	横向
10	0.08	0.01	0.00	0.03	0.00	0.02	0.00	竖向
11	0.07	0.10	0.00	0.02	0.00	0.04	0.00	竖向
12	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	系数过小,不易判断

车桥耦合问题主要关注于车辆在桥梁上行驶时,旅客所能感受到的横向与竖向振动,因此分析振动形态时,仅就竖向和横向的振动形态进行分析。可以判断出振动形态,如表 3。

由表 3 可以看出,该桥振动形态主要以竖向振动为主。由于桥梁结构属于变宽桥梁,从结构的尺寸数据分析,桥梁的横向刚度远大于竖向刚度,由理论分析可知,在桥梁振动过程中,竖向振动形态被激发的可能性远大于横向振动形态。图 2 给出了前 6 阶振型图示。

利用 SAP2000 的导出功能,将每个振型下每个节点的位移值导出到 Excel 表格中,获得每个振型下关键节点处的位移分量。当列车通过桥梁时,各轮对位置不断变化,通过对离散的节点位移进行插值,可以获得行车时每个轮对下的节点位移分量。这些节点的位移值包含了连续梁的约束信息,由于在约束点处的位移值为零或者极小值,因此在求解得到模态振幅值之后,进行坐标转换,仍可以得到约束点处极小的位移值,因此,通过对这些离散节点位移进行插值,即可获得连续梁约束条件下的振动。同时,这些节点的位移值包含了道岔变截面连续梁各截面不同的刚度、阻尼信息。由于 SAP2000 软件在形成模态振型时,已经将桥梁的这些动力特性考虑在内,因此,这些节点的位移不同于等截面梁的振动位移,它们反映了车桥之间、桥梁各振型之间相互耦联的关系,藉此可以形成车桥相互作用的刚度矩阵、阻尼矩阵和荷载

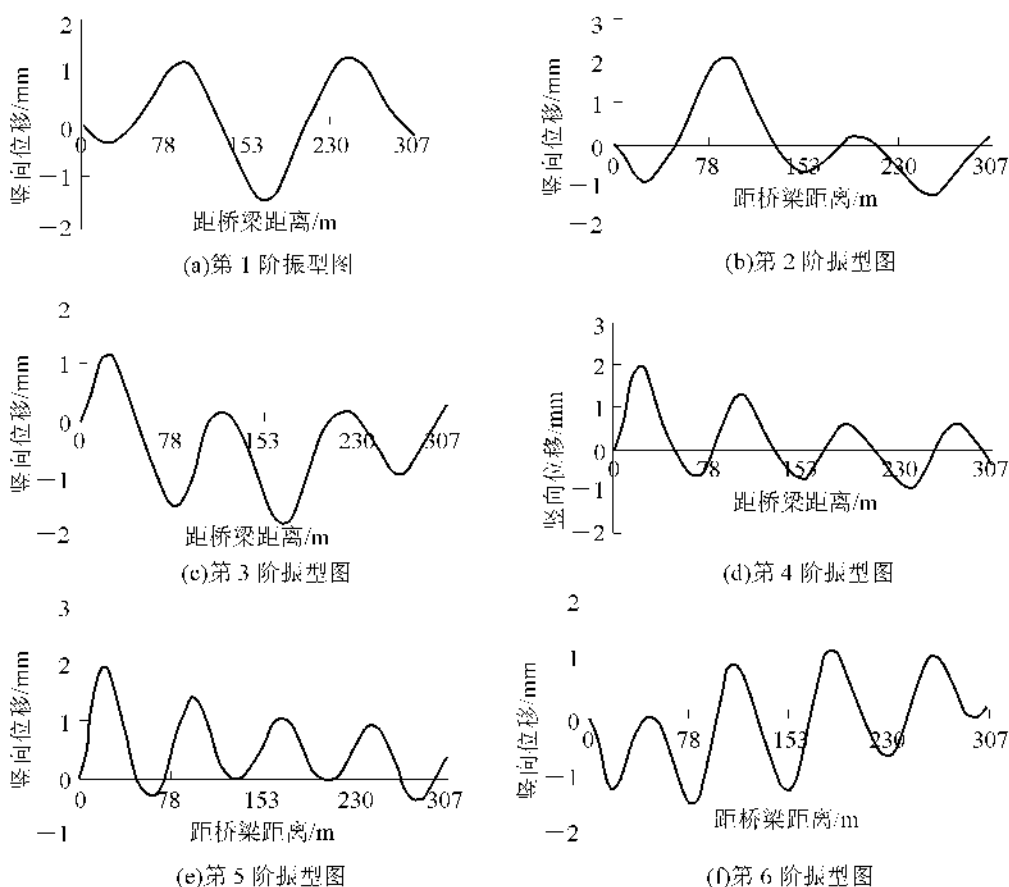


图2 前6阶振型示意图

向量 F_s 以及桥梁结构部分的各个子矩阵 M_{bb} 、 K_{bb} 、 C_{bb} 和 F_{bs} 。

5 振动方程求解

利用 Matlab 软件编程解决振动方程的求解问题。

(1) 各项计算参数选取。厦深线上运行的动车组为 CRH2 型, 根据该型号动车组参数确定 250 km/h 速度条件下的车桥耦合振动分析中的车辆参数。分析采用现场采集的桥梁不平顺值代替轨道不平顺值, 因此只考虑轨道的竖向不平顺, 其余不平顺值暂时不予考虑。

(2) 振型函数确定。前面利用 SAP2000 的模态分析功能, 得到桥梁系统 12 阶振型的离散点处信息。这些位移信息并不是以函数形式表达的。而模型要求不仅需要得到桥梁的振型函数, 还要得到振型函数的二阶导数。这样, 振型函数要求二阶连续, 考虑用三次样条插值法来确定桥梁的振型函数。根据离散点处的信息, 通过调取 Matlab 内置的函数库来对这些信息进行三次样条差值, 用到的函数有 `cscpe()`、`fndir()` 和 `fncval()`。通过以上三种函数, 可以获得振型函数。

(3) 程序设计与分析。针对车桥耦合的振动方程组, 建立 Matlab 分析程序, 按照时间变化不断改造车桥系统的总质量阵、总刚度阵和总阻尼阵, 求解车桥系统的运动方程。

(4) 微分方程求解。利用 Matlab 中 `ode45` 求解器对微分方程求解。`ode45` 求解器基于显式 4 阶、5 阶 Runge-Kutta 方法, 该方法相对于传统的 Runge-Kutta 法, 具有更高的精度和数值稳定性^[5]。`ode45` 求解器求解显式微分方程 $y' = f(t, y)$ 。求解时只需将车桥耦合振动方程转化为显式方程即可运用 `ode45` 求解器求解。

6 动力响应分析结果

道岔梁部分正线为双线, 直线线路间距 4.6 m, 为有砟轨道。线上运行 8 车编组时速 250 km/h CRH2

型动车组⁶。

考虑动车组直向和侧向过岔,最大速度为容许速度的 110%,采用 160 km/h、200 km/h、230 km/h、250 km/h 和 275 km/h,比较不同车速、不同行进线路对桥梁振动的影响;并对列车左右不同进桥方向对桥梁振动造成的影响进行比较。计算结果汇总见表 4。

表 4 各工况下车桥耦合振动计算结果汇总

工况	速度/(km·h ⁻¹)	竖向最大 位移/mm	竖向最大位移点 距起始点距离/m	横向最大 位移/mm	横向最大位移点 距起始点距离/m	横向最大 转角/rad
左侧直向	160	1.563	87.08	-0.109	87.08	0.045
	200	1.658	87.08	0.149	87.08	0.055
	230	1.687	90.42	-0.101	87.08	0.077
	250	-1.677	90.42	0.057	87.08	0.061
	275	-1.913	87.08	0.038	87.08	0.071
右侧直向	250	-1.687	83.75	0.069	87.08	0.053
左侧侧向	250	-1.758	90.42	0.142	87.08	0.061

计算结果显示,梁体结构最大竖向位移比较集中的出现在距桥端起始点 87.08 m 处。该点位于五跨连续梁的第二跨,即 80 m 跨约中点处。此处的结构特点为纵向跨度大,截面的竖向刚度比较小,易在此跨范围内产生比较大的位移。

梁体结构最大横向位移同样出现在距桥端起始点 87.08 m 处。该跨约 40 m 处出现梁体变宽,横向最大位移即出现在本跨 39.08 m 处,可以判定在梁体变宽处出现横向的最大位移。由计算结果可以得出如下结论:在跨中出现变宽点的梁桥,易在此跨范围内产生横向最大位移,尤其是变宽点附近。因此,可以考虑在设计中,对这种形式梁桥的变宽跨,增加其横向刚度。

横向转角描述了桥梁在竖向荷载作用下的弯曲程度。弯曲是桥梁破坏的主要形式之一,并且弯曲引起的桥梁挠度是判断桥梁能否正常使用的重要指标之一。因此,获得桥梁在荷载作用下的横向转角,并在设计控制这一转角的大小,可以提高桥梁的安全性能,保证桥梁的正常使用。由表 4 可知,在计算的几种工况下,梁体结构的最大横向转角为 0.077 rad。所有工况的横向最大转角均发生在第三跨的小里程侧梁墩结合处。

列车不同的行车速度,对于桥梁的振动影响较大。仅就试算的这几种速度来看,观察最大位移处(距桥端 87.08 m 处)的竖向振幅:当列车于 275 km/h 行驶时,桥梁竖向振动幅度最大。而当列车于 200 km/h 速度行驶时,桥梁的横向振动幅度最大。可以看出,每种速度引起的桥梁振动的主要振型并不相同。

列车自变截面侧上桥时,对桥梁结构的振动影响与自等截面侧上桥的情况的计算结果相近。位移最大点出现的位置相近,大小略高于自等截面侧上桥的情况;横向转角则略小于等截面侧上桥的情况。

列车侧向过岔时,由于线路偏心的影响,桥梁位移最大值比直向过岔的要大,横向最大位移值的对比尤其明显,但发生最大位移的点没有变化。

7 结论

对于韩江大桥道岔梁这样的变宽连续梁来说,跨高比(跨度与箱梁截面高度之比)较大的跨内易发生较大的竖向变形;而横向变形最大则更容易出现在桥梁的变宽点处。该桥道岔梁上设有道岔,列车在侧向过岔时对振动幅度有一定的放大作用,但放大的作用并不显著。而列车从宽度不同的两侧入桥,对振动响应的影响不同,竖向的最大变形相差无几,而自宽梁处入桥的横向最大变形要明显小于自窄梁处入桥的工况。

(下转第 27 页)

基于粒子群优化支持向量机的 斜拉桥主梁损伤识别研究

赵世英, 李延强

(石家庄铁道大学 工程力学系, 河北 石家庄 050043)

摘要:为了能够更加准确地判断结构损伤位置和程度, 本文提出了基于粒子群优化支持向量机(PSO-SVM)方法对斜拉桥主梁进行损伤识别的新方法。该方法以最敏感索张力指标作为损伤识别指标, 利用粒子群(PSO)算法寻找支持向量机(SVM)最优参数, 建立 SVM 预测模型, 以不同位置、不同损伤程度下最敏感索的张力指标作为 SVM 的训练和测试输入, 由 SVM 的输出确定损伤位置。通过对实验室的模型斜拉桥的主梁损伤进行了仿真验证, 结果表明: 采用 PSO 算法很好地解决了采用 SVM 方法进行损伤识别时的参数选择随机性难题, 实现了对 SVM 模型参数的自动优化, 基于 PSO-SVM 的损伤识别方法对斜拉桥主梁不同程度的损伤均有很高的识别率。

关键词:斜拉桥; 损伤识别; 支持向量机; 粒子群算法; 张力指标

中图分类号:TU312; U448 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0017-05

大型土木工程结构在其长达数十年、甚至上百年的服役期内, 必然会产生不同程度的损伤, 损伤的积累最终会导致结构的局部破坏以至突然失效。因此, 对结构进行损伤识别已经成为目前研究的热点问题。从信息技术角度看, 结构损伤识别通常可以看作是模式识别问题^[1]。支持向量机算法(SVM)^[2]是一种基于统计学习理论的机器学习算法, 通过最优分类面实现结构风险最小化, 由于支持向量机算法是一个二次优化问题, 所以能保证所得到的解就是全局最优解。鉴于其出色的学习能力, 支持向量机已广泛应用于信息处理和模式识别等领域。为了能够准确地识别结构的损伤, 目前已有研究人员利用支持向量机结合结构振动特性对结构进行损伤识别研究, 并已成功应用于桁架^[3]、悬臂梁^[4]、简支梁^[5]、拱桥^[6]等结构中。

由于支持向量机将求解问题最终转换为一个二次优化问题, 而这个二次优化问题的解就是支持向量机的最优参数。但对于训练样本规模较大的问题, 求解二次优化问题非常困难, 因此研究人员引入许多智能算法来求解该二次优化问题^[7-10]。在众多智能方法中, 粒子群算法(PSO)^[11]源于对鸟群捕食这种生物种群行为特性的研究, 通过个体间的协作和竞争来确定复杂问题的最优解, 其概念简单、容易实现, 基于 PSO 的 SVM 参数选择方法^[12-13], 已在 SVM 参数优化问题中取得了很好的效果。

斜拉桥由于其造型美观, 跨越能力大, 在我国分布广泛。但由于结构本身的复杂性, 使得斜拉桥结构的损伤识别问题更加困难。近年来, 一些学者利用斜拉桥主梁损伤会引起恒载内力重分布从而引起斜拉索张力的变化这一原理, 提出利用索张力变化来进行斜拉桥的损伤识别的新方法。孙宗光等^[14]首次探讨了斜拉索张力指标和神经网络技术结合对桥面损伤的定位方法, 该方法仅需少量斜拉索(12根)的张力指标, 便实现了良好的识别效果。但该方法是根据事先假定的损伤位置来选择斜拉索, 由于实际情况中损伤是未知的, 无法据此选择斜拉索, 因此使得该方法在实际应用中存在一定的盲目性和不确定性。

收稿日期: 2014-05-05 责任编辑: 车轩玉 DOI: 10.13319/j.cnki.sjztdxxbzh.2015.01.04

作者简介: 赵世英(1985-), 男, 硕士研究生, 主要从事大跨桥梁结构损伤识别的研究。E-mail: zhshiyi@163.com

基金项目: 河北省自然科学基金(E2012210061); 河北省教育厅重点项目(Zh2012068); 河北省科学技术研究与发展计划项目(11215611D)

赵世英, 李延强. 基于粒子群优化支持向量机的斜拉桥主梁损伤识别研究[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2015, 28(1): 17-21.

有鉴于此,现提出了利用粒子群优化支持向量机方法(PSO-SVM)结合最敏感斜拉索张力指标对斜拉桥主梁进行损伤识别研究的新方法。该方法在已修正的有限元模型的基础上,首先利用敏感性分析确定对斜拉桥主梁损伤最敏感的斜拉索;然后根据主梁不同位置、不同程度的损伤工况仿真,采集各种损伤工况下最敏感索的张力数据,计算其张力指标,并以此最敏感索张力指标作为损伤识别指标,采用 PSO-SVM 方法对主梁损伤进行识别。通过数值模拟验证了该方法的有效性。

1 支持向量机分类算法

支持向量机的主要思想为:给定训练样本,支持向量机建立一个最优超平面作为决策平面,使得正例和反例之间的分离边缘被最大化。

非线性支持向量机首先通过非线性映射 $\phi(x)$ 将输入变量变换到高维特征空间,然后在高维特征空间中构建最优分类超平面。给定样本集 $\{(x_i, y_i) \mid i=1, \dots, N\}$, 其中 $x_i \in R^d$ 为训练样本, $y_i \in \{+1, -1\}$ 为对应的模式类,分类超平面为: $\langle w \cdot \phi(x) \rangle + b = 0$, SVM 通过求解一个有约束条件的二次规划问题来获得最优分类超平面,该二次规划问题的数学描述为

$$\begin{aligned} \min_{w, b} \quad & \frac{1}{2} \langle w \cdot w \rangle + C \sum_{i=1}^m \xi_i \\ \text{subject to} \quad & y_i(\omega \phi(x_i) + b) \geq 1 - \xi_i, \xi_i \geq 0 \quad i = 1, \dots, m \end{aligned} \quad (1)$$

通过拉格朗日乘子求解得到其对偶形式为

$$\begin{aligned} \min_{\alpha} \quad & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m \alpha_i \alpha_j y_i y_j K(x_i, x_j) - \sum_{j=1}^m \alpha_j \\ \text{subject to} \quad & \sum_{i=1}^m \alpha_i y_i = 0 \quad 0 \leq \alpha_i \leq C, i = 1, \dots, m \end{aligned} \quad (2)$$

式中, $K(x_i, x_j)$ 为核函数,目前采用最广泛的核函数有线性核函数、多项式核函数和 RBF 函数,由于 RBF 核函数可以逼近任意非线性函数,所以,本文采用 RBF 核函数作为核函数。其表示为

$$K(u, v) = \exp(-\|u - v\|^2 / \sigma^2) \quad (3)$$

由上可知,在支持向量机回归算法中,惩罚系数、核函数的类型和核函数的参数对于 SVM 的学习能力和泛化能力有很大影响,因此有必要对这些参数进行优化选择。

2 PSO-SVM 理论

2.1 粒子群算法

粒子群算法(Particle Swarm Optimization, 简称为 PSO)最早是由 Eberhart 和 Kennedy 于 1995 年提出,它是一种群体智能的优化算法。像进化算法一样,PSO 算法利用不断迭代更新的粒子群在解空间上搜索最优解。在 PSO 中,每个优化问题的潜在解都可以想象成解空间上的一个点,称之为“粒子”(Particle),每一个粒子都有一个被适应度函数决定的适应度值(Fitness Value),每个粒子还有一个速度决定他们移动的方向和距离。然后粒子们就追随当前的最优粒子在解空间中搜索。第 i 个粒子在 D 维空间中的第 t 次计算时的位置可以表示为 $X_i^t = [x_{i1}^t, x_{i2}^t, \dots, x_{id}^t]^T$, 同样其速度表示为 $V_i^t = [v_{i1}^t, v_{i2}^t, \dots, v_{id}^t]^T$, 粒子 i 经过 t 次迭代计算后得到的个体极值表示为 $P_i^t = [p_{i1}^t, p_{i2}^t, \dots, p_{id}^t]^T$, 从个体极值中得到的群体极值表示为 $P_g^t = [p_{g1}^t, p_{g2}^t, \dots, p_{gd}^t]^T$ 。为了搜索最优解,粒子通过追踪个体极值和群体极值按下面公式来改变自身的速度

$$v_{id}^{t+1} = \omega v_{id}^t + c_1 r_1 (P_{id}^t - x_{id}^t) + c_2 r_2 (P_{gd}^t - x_{id}^t) \quad d = 1, 2, \dots, D \quad (4)$$

式中, ω 为粒子保持原来速度的系数,称为惯性权重; c_1 是从粒子跟踪自己历史最优值的权重系数,它表示粒子自身的认识,所以叫认知学习因子; c_2 是粒子跟踪群体最优值的权重系数,它表示粒子对整个群体知识的认识,所以叫做社会学习因子; r_1 和 r_2 是 $[0, 1]$ 区间内均匀分布的随机数。然后每个粒子按公式(5)更新自己的位置,移动到下一个潜在解的位置

$$x_{id}^{t+1} = x_{id}^t + v_{id}^t \quad d = 1, 2, \dots, D \quad (5)$$

2.2 基于 PSO 算法 SVM 参数选择

以径向基核函数为例,利用 PSO 算法对惩罚系数 c 和核参数 g 进行优化,此时粒子由惩罚系数 c 和核参数组成。PSO 算法优化 SVM 主要步骤为:(1)数据准备和构建 SVM 模型;(2)PSO 参数设置以及粒子初始化。设置 PSO 算法的种群数量、最大迭代次数、惯性权重、认知学习因子、社会学习因子和适应度函数,随机产生粒子的初始位置和速度;(3)适应度的评价,选择 SVM 的分类误差来评价每个粒子的适应度,更新粒子的个体极值;(4)寻找群体极值并判断是否满足终止条件,如满足则进入下一步,否则按公式和更新粒子的速度和位置,形成新的种群,重复第三步;(5)结束搜索,输出参数 c 和 g 的最优值,在最优参数的基础上建立 SVM 分类模型。

3 基于 PSO-SVM 的斜拉桥主梁损伤识别方法

3.1 以最敏感索张力指标作为损伤识别指标

斜拉桥发生损伤时,伴随其刚度的改变,引起斜拉索张力发生改变。斜拉索张力的变化用张力指标来反映

$$IndexT(i) = (T_i^d - T_i^u) / T_i^u \quad (6)$$

式中, T_i^u 和 T_i^d 分别为损伤前后第 i 根斜拉索张力。

由于斜拉桥一般均包含有众多的斜拉索,因此选择哪些斜拉索的张力指标进行斜拉桥的损伤识别是一难题。为此,以斜拉桥有限元基准模型为基础,通过敏感性分析,将斜拉索张力对主梁损伤最敏感的拉索定义为最敏感索¹⁵,并利用式(6)计算出最敏感斜拉索的张力指标作为损伤识别指标。

3.2 基于 PSO-SVM 的损伤位置识别步骤

采用台湾大学林智仁等老师编制的开源程序 LIBSVM 来实现 SVM 的分类程序,采用 LIBSVM 自带的 c-svc 算法作为支持向量机损伤定位的算法,选择推广能力较好的径向基核函数作为核函数,最优参数(惩罚系数和核参数)的选择通过 PSO 算法实现,在使用最优参数建立的 SVM 测试模型基础上实现对斜拉桥主梁损伤的定位,主要过程如图 1 所示。

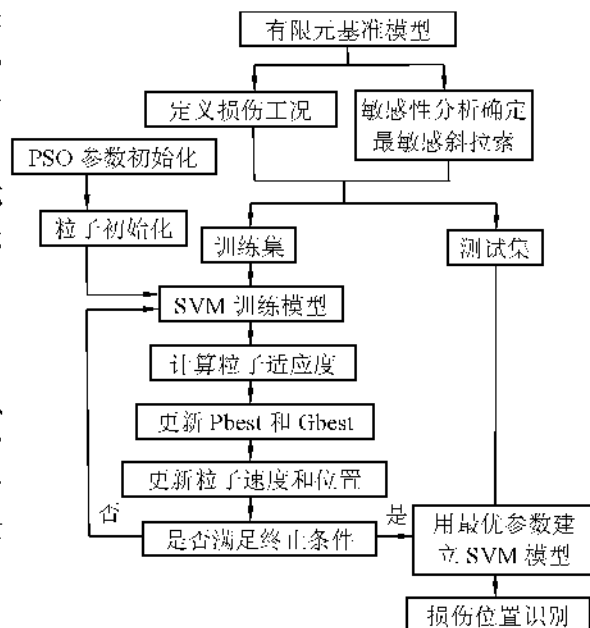


图 1 基于 PSO-SVM 的损伤位置识别基本步骤

4 数值模拟

为了验证本文提出的 PSO-SVM 方法的优越性和识别精度,以实验室模型斜拉桥为研究对象,对其主梁的损伤识别进行了数值模拟。试验模型桥跨布置为 $2.6 + 2.6$ m,主梁选用铝合金材料,箱型截面,分节段栓接而成;主塔选用 I 字钢,斜拉索共 9 组,每组 4 根,共计 36 根,选用高强钢丝。

4.1 有限元模型的建立

为能够准确模拟斜拉桥主梁的损伤,基于 ANSYS 有限元分析软件建立了板壳有限元分析模型。主梁和桥塔采用 SHELL63 单元模拟,斜拉索采用 LINK10 单元模拟。斜拉桥有限元初始模型共 6 733 个节点,6 955 个单元,有限元模型如图 2 所示。为使有限元模型能充分反映模型斜拉桥结构的实际状态,结合模型斜拉桥试验数据,对初始板壳有限元模型进行了修正¹⁶,对斜拉桥主梁损伤识别的数值模拟建立在修正后的有限元模型基础之上。

4.2 最敏感索的确定

通过灵敏度分析,可得到对斜拉桥主梁损伤最敏感的斜拉索。从灵敏度的定义出发,用有限元方法直接计算斜拉索张力对主梁刚度变化的灵敏度,结果如图 3 所示。由图 3 可知,13 ~ 16 号单元(4[#]索)对

主梁的损伤最为敏感,因此选择 4[#] 索为最敏感索,其张力指标为最敏感索张力指标。

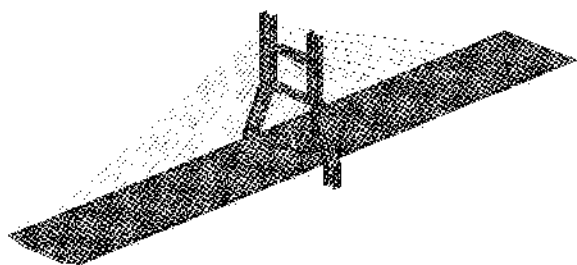


图 2 全三维斜拉桥模型图

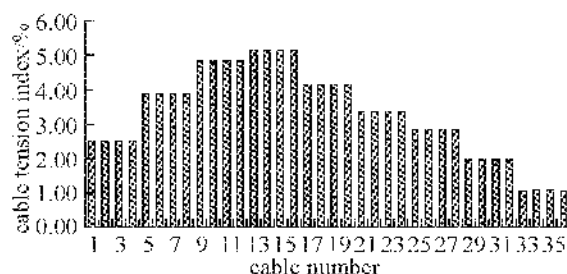


图 3 斜拉索张力指标敏感性分析

4.3 损伤模拟和样本集准备

为了能够较真实地反映桥面的实际损伤,在主梁顶板距主塔 -2.53 m 、 -2.34 m 、 -2.1 m 、 -1.86 m 、 -1.62 m 、 -1.38 m 、 -1.14 m 、 -0.9 m 、 -0.66 m 、 -0.42 m 、 -0.15 m 、 0.15 m 、 0.42 m 、 0.66 m 、 0.9 m 、 1.14 m 、 1.38 m 、 1.62 m 、 1.86 m 、 2.1 m 、 2.34 m 、 2.53 m 等 22 个位置模拟不同位置的损伤,每个位置上分别模拟损伤程度为 10%、20%、30%、40%、50%、60%、70%、75%、80%、90% 等 10 种不同程度的损伤模式。

针对上述 22 个不同位置 10 中不同程度共计 220 种损伤工况,通过数值仿真模拟,提取并计算出最敏感索(4[#] 索)的张力指标构成样本集。

4.4 识别结果分析

选择上述 22 个损伤位置在 10%、30%、50%、70%、90% 损伤程度共 110 个损伤工况下 4[#] 索的张力指标为训练集。为检验识别效果,选择上述 22 个损伤位置在 20%、40%、60%、75%、80% 损伤程度共 110 个损伤工况下 4[#] 索张力指标为测试集。采用 PSO 优化 SVM 进行损伤位置识别,以交叉检验下的平均分类准确率作为适应度值,通过 200 次迭代,适应度值变化曲线如图 4 所示,当迭代到 143 次以后,最佳适应度值稳定在 78.2%。此时,对应的 $c = 3\ 016.909\ 8$ 、 $g = 0.659\ 22$ 为最优值。以得到的最优 c 、 g 参数建立支持向量机预测模型,顶板 22 个损伤位置在 20%、40%、60%、75%、80% 损伤程度下的识别结果如图 5 所示。

由图 5 可以看出:110 种损伤工况下,PSO-SVM 只有 5 个损伤工况未能正确识别,错误率仅为 4.5%,识别效果良好,且当损伤程度为 40% 和 60% 时正确识别率达到 100%;在损伤程度较低(20% 损伤)时,损伤位置 10、13 和 20,即距主塔 -0.42 m 、 0.42 m 、 2.1 m 这 3 处位置 PSO-SVM 识别结果出现异常,说明采用该方法对斜拉桥主梁轻微损伤的识别还需要进一步研究。

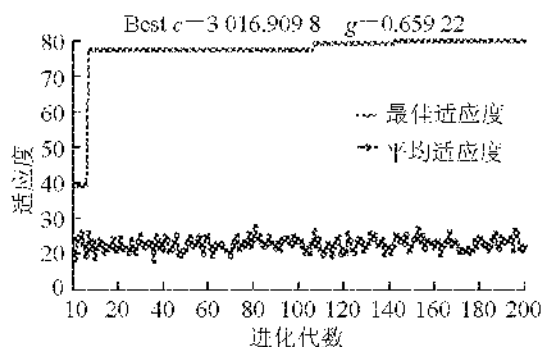


图 4 PSO 优化 SVM 适应度曲线图

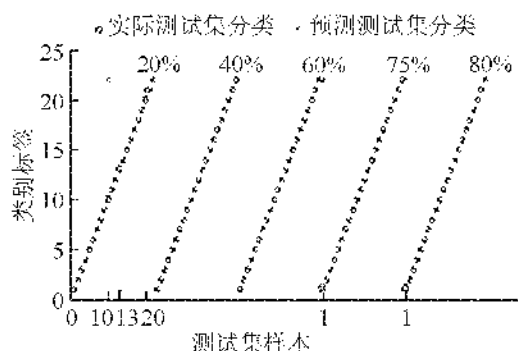


图 5 PSO-SVM 损伤位置识别结果

5 结论

本文提出了使用 PSO-SVM 方法结合最敏感索张力指标对斜拉桥主梁损伤进行识别的新方法,该方法使用不同位置、不同损伤程度下最敏感索的张力指标作为 SVM 的训练和测试输入,通过对实验室模型

斜拉桥的数值模拟发现:在 PSO 算法搜索确定的最优参数的基础上建立的 SVM 预测模型能够有效识别主梁的损伤位置,这表明基于 PSO 的 SVM 参数选择方法,很好地解决了 SVM 参数选择的随机性难题,提高了 SVM 建模的效率,提升 SVM 的分类和回归性能,节约了网络学习时间,提高了识别精度。

参 考 文 献

- [1] 樊可清,倪一清,高赞明. 基于频域系统识别和支持向量机的桥梁状态监测方法[J]. 工程力学, 2004, 21(5): 25-30.
- [2] Vapnik V N. The nature of statistical learning theory[M]. New York: Springer-Verlag, 1999.
- [3] Worden K, Lane A J. Damage identification using support vector machines[J]. Smart Materials and Structures, 2001, 10(3): 540-547.
- [4] 刘龙, 孟光. 基于曲率模态和支持向量机的结构损伤位置两步识别方法[J]. 工程力学, 2006, 23(1): 35-39.
- [5] 刘龙, 黄海, 孟光. 基于支持向量机的结构损伤分步识别研究[J]. 应用力学学报, 2007, 24(2): 313-316.
- [6] 刘春城, 刘俊. 基于支持向量机的大跨度拱桥损伤识别方法研究[J]. 振动与冲击, 2010, 29(7): 174-178.
- [7] Chen Pengwei, Wang Jungying, Lee Hahming. Model selection of SVMs using GA approach[C]//Proc of 2004 IEEE Int Joint Conf On Neural Networks. Piscataway NJ: IEEE Press, 2004: 2035-2040.
- [8] Cheng Lunghuang, Chieh Jen Wang. A GA-based feature selection and parameters optimization for support vector machines[J]. Expert Systems with Applications, 2006, 35(7): 231-240.
- [9] 邵信光, 杨慧中, 陈刚. 基于粒子群优化算法的支持向量机参数选择及其应用[J]. 控制理论与应用, 2006, 23(5): 740-743.
- [10] Cheng Lunghuang, Jian Fan Dun. A distributed PSO-SVM hybrid system with feature selection and parameter optimization[J]. Applied Soft Computing, 2008, 8(7): 1381-1391.
- [11] Kennedy J, Eberhart R. Particle swarm optimization[C]//Proc of IEEE Int Joint Conf On Neural Networks. Perth, Australia. Piscataway, NJ: IEEE Press, 1995: 1942-1948.
- [12] Samanta B, Nataraj C. Application of particle swarm optimization and proximal support vector machines for fault detection[J]. Swarm Intell, 2009, 3(7): 303-325.
- [13] Liu Zhiwen, Cao Hongrui, Chen Xuefeng, et al. Multi-fault classification based on wavelet SVM with PSO algorithm to analyze vibration signals from rolling element bearings[J]. Neurocomputing, 2013, 99(7): 399-410.
- [14] 孙宗光, 倪一清, 高赞明, 等. 基于斜拉索振动测量与神经网络技术的斜拉桥损伤位置识别方法[J]. 工程力学, 2003, 20(3): 26-30.
- [15] 李延强. 基于最敏感索力指标的斜拉桥主梁损伤识别研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2013.
- [16] 李延强, 杜彦良, 符强. 基于实测索力的模型斜拉桥有限元模型修正研究[J]. 铁道学报, 2013, 35(6): 91-95.

Research on Damage Identification for the Girders of Cable-stayed Bridges Based on Particle Swarm Optimization-support Vector Machine(PSO-SVM)

Zhao Shiyong, Li Yanqiang

(Mechanics Engineering Department, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

Abstract: A new method of damage detection based on particle swarm optimization-support vector machine (PSO-SVM) is proposed in this paper in order to identify the girder damage of the cable-stayed bridge more accurately. The best kernel parameters for support vector machine (SVM) are obtained by particle swarm optimization (PSO) and the testing model of SVM is established. Taking the most sensitivity cable tension indexes as inputs of SVM for both training and testing, damage locations of the main girder for cable-stayed bridge are indicated by the outputs of SVM. A numerical example for a test model of a single-tower cable-stayed bridge is provided to verify the feasibility of the method. It is shown that the automatic optimization of the parameters for SVM can be realized by PSO algorithm and different kinds of damage of the girder for cable-stayed bridge can be detected and the identification efficiency is high.

Key words: cable-stayed bridge; damage detection; support vector machine; particle swarm optimization; cable tension index

重载铁路桥梁劣化评定标准化技术研究

刘寿山

(朔黄铁路发展有限责任公司,河北 沧州 062350)

摘要:重载铁路运输的快速发展提高了铁路的运输能力和经济效益,但列车轴重提高和编组增加使既有铁路桥梁病害日益加剧。现有的铁路桥梁劣化评定标准中的检查内容、检查方法和等级评定标准等存在着一定的局限性,按照既有规范进行劣化等级评定不能准确反映重载桥梁结构的实际技术状况,因此,迫切需要进行重载铁路桥梁标准化劣化评定技术的研究。本文主要针对朔黄铁路桥梁劣化现状,结合既有规范对铁路桥梁劣化评定进行研究,并根据研究结果对朔黄铁路桥梁进行了劣化评定,以此形成一套重载铁路桥梁标准化劣化评定技术规程。

关键词:重载铁路;劣化评定;桥梁

中图分类号:U443 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0022-06

重载铁路与一般铁路相比,对桥梁结构的作用主要表现在桥梁所受的动载强度加大,受载频率增高,引起荷载效应加大、材料应力幅加大,进而导致桥梁的使用寿命缩短,结构的强度、刚度、稳定性等方面的安全储备下降。通过对朔黄铁路典型桥梁的常用梁和墩台进行的现场调研、实桥测试和理论分析表明,我国既有铁路桥梁设计标准偏低,开行重载列车后,既有铁路桥梁病害明显增多、结构劣化速度加快^[1]。

1 重载铁路桥梁劣化研究现状

1.1 重载运输对铁路桥梁的影响

重载铁路运输能力大,经济效益显著,发展铁路重载运输,已成为世界各国铁路运输发展的方向,也是我国加速提高铁路运输能力的主要途径。我国重载运输起步于20世纪80年代初,当初为缓解繁忙干线运输能力紧张状况,以开行组合列车为主。最近10年来,我国重载运输已初具规模,为我国重载铁路科技进步和国民经济快速发展发挥了重要作用^[2]。重载铁路运输对桥梁结构的影响主要体现在以下几个方面:

(1) 重载运输列车轴重由21 t提高到25 t以上,竖向荷载增大必然导致桥梁的竖向挠度增大。

(2) 列车横向摇摆力与竖向力成正比关系,竖向荷载增加,横向摇摆力增大,导致桥梁横向振幅过大。

(3) 重载运输列车轴重的增大引起列车制动力也会增大,使桥梁的纵向振动加剧。

(4) 从国内外实践证实,动力系数值与行车速度有关。列车速度提高后,不平顺的车轮或轨道产生的冲击力相当可观,不容忽视。

(5) 随着列车轴重的增加,支座承受的竖向压力、列车摇摆力、列车制动力等都会增加,造成支座位移大、转角超限等病害,影响桥梁结构的伸缩或转动。

(6) 随着列车轴重提高,车速加快,桥梁横向振动加剧,桥墩承受的动荷载也随之增大,影响到桥墩承载能力。

收稿日期:2014-01-13 责任编辑:刘宪福 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxxbzzrh.2015.01.05

作者简介:刘寿山(1964-),男,高级工程师,主要从事铁道工程施工与管理工作。

基金项目:国家高技术研究发展计划(863计划)(2009AA11Z102-4)

刘寿山.重载铁路桥梁劣化评定标准化技术研究[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2015,28(1):22-27.

(7) 由于受地基、台背后填土、设计与施工方案、路桥结构刚度不协调等因素影响,桥涵过渡段出现不均匀沉降。

1.2 重载铁路桥梁劣化评定技术研究现状

我国对铁路桥梁劣化评定方面的研究始于20世纪80年代。1987年在武汉召开会议讨论形成了“桥隧建筑物大修维修规则”(讨论稿),初步规定了铁路桥梁劣化评定的内容和评定方法。1997年—1999年,以《铁路技术管理规程》等规章及有关国家标准、行业标准为依据,以铁路桥梁的研究设计、运营养护经验为基础,参照日本“桥梁的保养、修补、诊断”和德国“DS805-93”规范编制了《铁路桥隧建筑物劣化评定标准》,分为隧道、钢梁、支座、桥渡、明桥面、涵渠、混凝土梁、墩台基础等,评定标准中规定了不同结构构件的劣化类型、劣化等级划分、劣化等级评定标准和劣化检测方法。2010年铁道部铁运〔2010〕38号文发布了《铁路桥隧建筑物修理规则》(TG/GW103-2010),明确把桥梁劣化按桥面、梁体、支座、墩台及桥渡水文共5方面考虑,每一方面按若干分项给出了评定标准。

虽然我国铁路桥梁相关规范给出了桥梁劣化评定方面的标准,但既有规范中劣化评定的检查内容、检查方法和等级评定标准等存在着一定的局限性,既有规范对铁路桥梁在重载作用下产生的部分病害没有给出详细的规定,缺少详细的病害检查方法和等级评定标准,并且状态等级分类也比较模糊,按照既有规范进行劣化等级评定不能准确反映重载桥梁结构的实际技术状况。随着重载列车的不断开行,铁路桥梁病害日益严重,已经严重危害了行车安全,因此,迫切需要进行重载铁路桥梁标准化劣化评定技术的研究,并形成一套重载铁路桥梁标准化劣化评定技术规程,为重载铁路桥梁的日常检查提供科学依据。

2 重载铁路桥梁标准化劣化评定研究内容

本文主要依据国内外重载铁路桥梁结构检查规范和方法,以朔黄铁路为依托,结合自主创新技术,开展重载铁路桥梁标准化劣化评定技术研究并制定标准化劣化评定技术规程,为重载铁路桥梁结构的日常检查提供技术支持,主要研究内容包括:①研究重载铁路桥梁劣化评定内容,参考《铁路桥隧建筑物劣化评定标准》、《铁路桥隧建筑物修理规则》和《铁路桥梁检定规范》等标准规范,结合朔黄等重载铁路实际情况,对铁路桥梁劣化状况进行修改、增项和完善,制定所有劣化评定参数的具体检测方法和常用的仪器设备,细化具体的操作使用方法;②针对目前重载铁路桥梁劣化检查过程中存在的仪器设备缺乏、测试手段少的现状,研究开发桥梁劣化检查专用的仪器设备,主要包括线梁偏心检测尺、梁体纵向位移观测尺、上拱度观测标志等,提高劣化检查速度和效率;③针对不同结构形式的桥梁结构,制定出重载铁路桥梁劣化评定具体的作业指导书,并对作业指导书进行图解,形成完整的劣化评定规程,指导桥梁劣化评定作业的具体操作实施。

2.1 重载铁路桥梁劣化检查内容

参考《铁路桥隧建筑物劣化评定标准》、《铁路桥隧建筑物修理规则》和《铁路桥梁检定规范》等标准规范,以朔黄铁路为依托,重载铁路桥梁劣化检查按照结构主要分为混凝土梁(钢梁)、墩台基础、支座、桥面和桥渡5部分。按照材料梁又分为混凝土梁和钢梁^[3,4]。

2.1.1 混凝土梁

既有规范中,铁路桥梁混凝土梁的劣化类型主要包括:防排水措施失效、混凝土裂缝、混凝土劣化、梁体损伤、钢筋锈蚀、横隔板断裂、上拱度异常、梁体不能自由伸缩、道砟厚度不足或超厚、承载能力不足、挠度过大、横向振幅超限等。

在重载铁路桥梁运营过程中,梁体纵向位移和线梁偏心劣化状况越来越严重,因此在重载铁路桥梁劣化类型中增加这两项作为劣化评定的指标。既有重载铁路桥梁缺少设计、施工和运营等方面的资料和梁体徐变数据,因此该指标采用梁顶预埋水准点长期测量桥梁在重载运输条件下梁体相对线形变化。

2.1.2 钢梁

参考既有规范,重载铁路桥梁钢梁的劣化类型主要包括裂纹、异常变位、铆钉或者高强螺栓的失效(松动、断裂或脱落)、腐蚀导致的构件断面削弱或蚀坑、疲劳累计损伤、结构或构件现有承载力以及附属

设施等。

2.1.3 墩台基础

参考既有规范,重载铁路桥梁墩台基础的劣化类型主要包括墩台裂纹、墩台变位、墩台身损伤、基础损伤以及墩台基础综合刚度不足等。

2.1.4 支座

参考规范并结合朔黄铁路桥梁支座常见病害,重载铁路桥梁支座分为板式橡胶支座、盆式橡胶支座和钢支座。

板式橡胶支座多用于跨度范围为 8 ~ 16 m 的混凝土梁,板式橡胶支座的劣化类型包括裂纹、钢板外露、不均匀鼓凸与脱胶、脱空、剪切超限、支座位置串动以及钢部件锈蚀等。

盆式橡胶支座多用于跨度范围为 20 ~ 32 m 的混凝土梁,盆式橡胶支座的劣化类型包括钢件裂纹和变形、钢件脱焊、锈蚀、聚四氟乙烯板磨损、支座位移超限、支座转角超限、锚栓剪断以及支座橡胶板外露等。

钢支座多用于跨度范围为 32 m 及以上的混凝土梁和钢梁,钢支座的劣化类型包括钢部件损伤、锚固件及定位件失效、上下座板变形、活动支座不活动、位移超限、转角超限以及支撑垫石部位缺陷等。

2.1.5 桥面

《铁路桥隧建筑物劣化评定标准》中仅仅对明桥面进行劣化评定,对于道碴桥面并没有评定指标,因此重载铁路桥梁桥面劣化评定分为明桥面和道碴桥面两部分。明桥面的劣化类型包括明桥面木桥枕、护木、钢轨伸缩调节器、钢轨零部件以及人行道板等;道碴桥面劣化类型包括混凝土枕、钢轨伸缩调节器、钢轨零部件、挡砟墙以及人行道板等。

2.1.6 桥渡

重载铁路桥梁为跨域河流时需要对桥渡进行劣化评定,桥渡劣化类型包括桥涵净空及孔径过洪能力、桥墩台基础埋置深度以及导治(河调)和防护建筑物。

2.2 重载铁路桥梁劣化检查方法

重载铁路桥梁劣化检查方法主要可分为资料信息收集整理、外观检查、无损检测以及荷载试验。

2.2.1 桥梁资料信息收集整理

资料信息收集整理包括收集重载铁路桥梁结构设计图、施工图、现场桥梁照片等相关技术资料,对桥梁结构按照结构类型、梁-墩-支座-基础组合形式进行分类,明确重载铁路桥梁劣化评定的目的与主要检查内容,总结桥梁在重载作用下对应的劣化类型及其表现形式进行重点检查,制定相关劣化评定参数的具体检测方法和常用的仪器设备,并制定具体的操作使用方法。若桥梁跨越河流,则需要调查当地的水文资料。

2.2.2 外观检查

外观检查主要是检查桥梁结构在重载作用下外观劣化状况,外观检查劣化参数主要包括混凝土梁排水措施、裂缝、混凝土劣化、梁体损伤、钢筋锈蚀、横隔板断裂;钢梁裂纹、铆钉或者高强螺栓的失效(松动、断裂或脱落)、腐蚀、附属设施;墩台基础裂纹、墩台身损伤;支座裂纹及变形、钢板外露、不均匀鼓凸与脱胶、脱空、支座位置串动、钢件脱焊、锈蚀、聚四氟乙烯板磨损、支座位移超限、支座转角超限、锚栓剪断、支座橡胶板外露、锚固件及定位件失效、上下座板变形、活动支座不活动、支撑垫石部位缺陷;桥面桥枕、钢轨伸缩调节器、钢轨零部件、人行道板、挡砟墙。

2.2.3 无损检测

无损检测主要包括混凝土强度检测、混凝土碳化深度测量、混凝土梁上拱度异常、梁体纵向位移测量、线梁偏心测量、墩台变位、支座位移、转角、剪切测量。

混凝土梁上拱度异常主要检查预应力混凝土梁徐变上拱变化过大造成桥面道砟厚度不均以及冲击系数、恒载增大等情况。而既有桥梁缺少设计、施工等方面的资料和梁体徐变数据,因此该指标采用梁顶预埋水准点长期测量桥梁线形变化。

梁体纵向位移检查梁体在运营状况下纵向位移是否过大,通过设计梁体纵向位移测量尺安装在梁体进行长期测量。

线梁偏心检查在运行荷载作用下,是否存在线梁偏心及其偏心程度,结合线梁偏心测量尺进行测量。

2.2.4 荷载试验

荷载试验测量参数主要包括梁体跨中横向振幅及其自振频率、梁体跨中竖向位移、墩台顶横向振幅及其自振频率、支座纵向位移、支座竖向位移、支座横向位移等^[5]。

2.2.5 重载铁路桥梁劣化评定标准

参考《铁路桥隧建筑物劣化评定标准》,将重载铁路桥梁状态评定按劣化程度分为 A、B、C、D 4 级(见表 1),A 级又分为 AA、A1 两等。

表 1 铁路桥梁劣化等级表

劣化等级	对结构功能及行车安全的影响	措施
AA 等(极严重)	结构物或主要构件功能严重劣化,危及行车安全	立即采取措施
A1 等(严重)	结构物或主要构件功能严重劣化,进一步发展会危及行车安全	尽快采取措施
B 级(较重)	劣化继续发展将会升级为 A 级	加强监视,必要时采取措施
C 级(中等)	影响较小	正常维修,加强检查
D 级(轻微)	无影响	正常检查保养

3 朔黄铁路崧阳岔河大桥劣化评定

3.1 桥梁概况

朔黄铁路西起山西省神池县神池南站,与神朔铁路相联,东至河北省黄骅市黄骅港口货场。朔黄铁路崧杨岔河大桥(128#桥),中心里程 K269+642.37,桥全长 165.41 m,孔跨样式:(1-24 m+4-32 m)普通高度预应力混凝土梁。该桥为双线桥,两线间距 4 m,全桥位于直线上,全桥支座均采用盆式橡胶支座,固定支座设于黄骅方向,支座中心距为 1.80 m。桥墩均为双线双柱式桥墩,桥墩基础为沉井基础,地基土由下向上依次为白云岩、黏土、卵石土和新黄土,1#、2#、3#、4#墩高分别为 12.67 m、13.27 m、16.27 m、16.27 m。崧杨岔河大桥实景图如图 1 所示,劣化评定如图 2~图 10 所示。



图 1 崧阳岔河大桥实景图

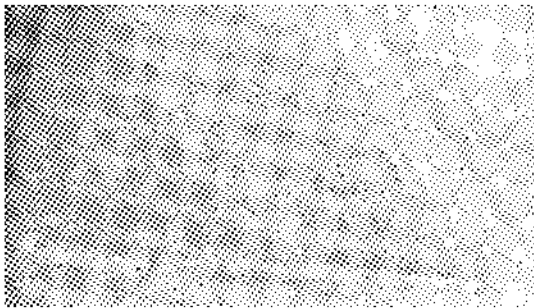


图 2 混凝土表面劣化

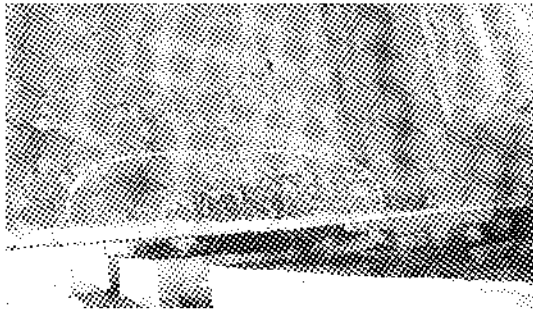


图 3 混凝土梁局部损伤

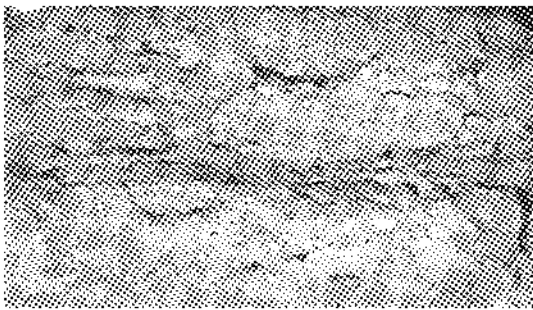


图 4 混凝土腐蚀露筋

3.2 桥梁劣化状况

经评定,该桥劣化状态如下:混凝土梁体表面有蜂窝麻面现象,梁体局部缺损、露筋,实测跨中挠度最

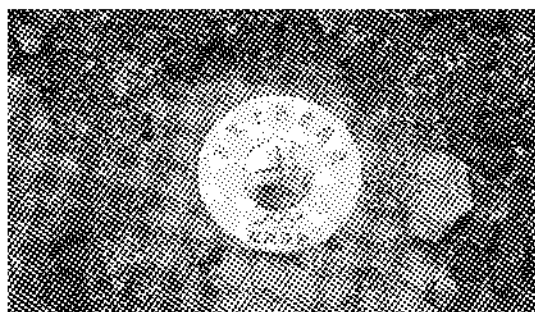


图 5 梁体顶面水准测点布置



图 6 线梁偏心测量

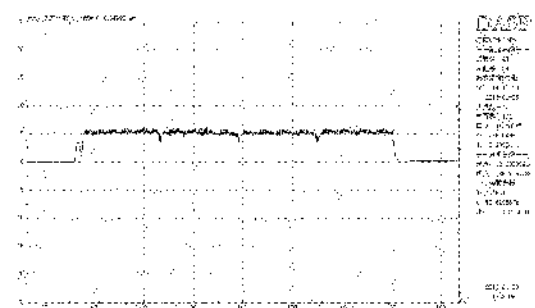


图 7 混凝土梁跨中动挠度测试

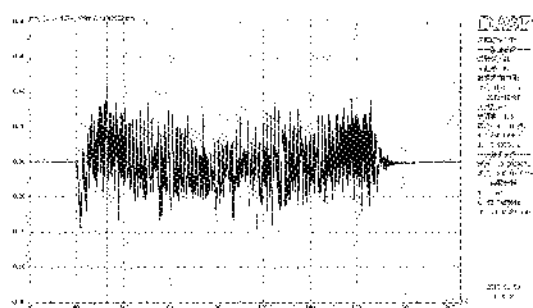


图 8 混凝土梁跨中横向振幅

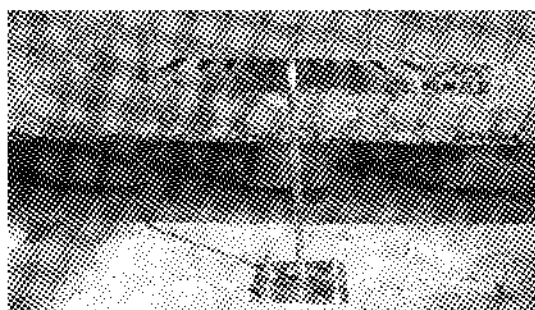


图 9 梁体纵向位移测量尺安装测量

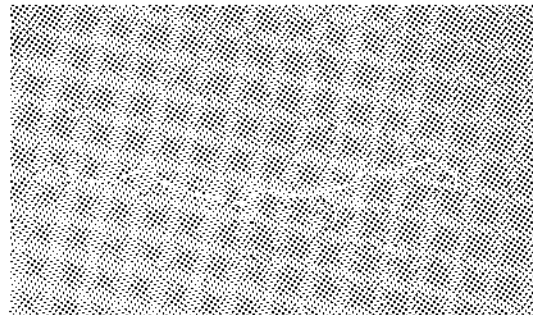


图 10 桥墩裂缝开展状况

大值为 8.46 mm,跨中横向振幅最大值为 0.56 mm,最大线梁偏心距 23 mm;墩台基础 0[#]台帽支撑垫石竖向裂缝(2 条),宽 0.10~0.30 mm,长 0.35~0.43 m,1[#]墩墩帽竖向裂缝 3 条,宽 0.10~0.30 mm,长 0.26~0.64 m,墩顶横向振幅最大值为 0.50 mm,1[#]墩横向自振频率为 2.13 Hz;支座转角差 $S_{\max} - S_{\min} = 3.4 \text{ mm}$ 。

根据以上劣化检测结果,参照《铁路桥隧建筑物劣化评定标准》中的有关规定要求,该桥各部件劣化状况:混凝土梁劣化等级为 C 级;墩台基础劣化等级为 C 级;支座及其他部位并无明显劣化状况。综上所述,崧阳岔河大桥劣化等级为 C 级,对铁路线路运营影响较小,保持正常维修,加强检查劣化部位。

4 结语

本文研究成果可以直接指导桥梁结构现场劣化检查工作,全面评价桥梁结构的状态等级,准确掌握桥梁结构的技术状况,节约桥梁检测费用。同时,本文研究成果为重载铁路桥梁的养护、维修及管理提供了科学依据,保证了桥梁结构的安全,间接经济效益巨大。同时对重载运输条件下的桥梁运营状态与病害演变控制具有重要的现实意义。

参 考 文 献

- [1] 魏升奎,李辰中.重载运输——中国铁路货运发展之路[J].科技资讯,2008(10):190-191.
- [2] 钱立新.世界铁路重载运输技术的最新进展[J].世界轨道交通,2007(12):20-23.

- [3] 中华人民共和国铁道部. 铁运涵[1999]2820. 1-8 铁路桥隧建筑物劣化评定标准[S]. 北京:中国铁道出版社,1999.
- [4] 中华人民共和国铁道部. 铁运涵[2010]38号 铁路桥隧建筑物修理规则[S]. 北京:中国铁道出版社,2010.
- [5] 中华人民共和国铁道部. 铁运涵[2004]120号 铁路桥梁检定规范[S]. 北京:中国铁道出版社,2004.

Standardization Technical Research of the Bridge Deterioration of Heavy-Duty Railway

Liu Shoushan

(The Development Co. Ltd. of the Shuo-Huang Railway, Suning 062350, China)

Abstract: The rapid development of the transportation of Heavy-duty Railways improve the transport capacity of the railway and economic benefits, but the train axle load and marshalling increase railway bridge disease aggravation. The existing railway bridge deterioration evaluation standard check the contents, norms in the deterioration of inspection method and evaluation standard, there are some limitations, in accordance with the existing norms of deterioration rating does not accurately reflect the actual technical condition of heavy-duty of bridge structure. Therefore, we need to study the bridge of heavy-duty railway standardization deterioration evaluation technology, This article in view of the present situation of Shuo-Huang railway bridge deterioration, combined with the deterioration of the existing norms of railway bridges assessment study and based on the findings of Shuo-Huang railway bridges were assessed deterioration, thus forming a set of heavy haul railway bridge deterioration standardized assessment of technical regulations.

Key words: heavy-duty railway; deterioration assessment; bridge

(上接第16页)

参 考 文 献

- [1] 李小珍. 高速铁路列车-桥梁系统耦合振动理论及应用研究[D]. 成都:西南交通大学土木工程学院, 2005.
- [2] 夏禾, 张楠. 车辆与结构动力相互作用[M]. 2版. 北京:科学出版社, 2005.
- [3] 曹雪琴, 陈晓. 轮轨蛇行引起桥梁横向振动随机分析[J]. 铁道学报, 1986, 8(1): 89-97.
- [4] 北京金土木软件技术有限公司, 中国建筑标准设计研究院. SAP2000 中文版使用指南[M]. 北京:人民交通出版社, 2006.
- [5] 苏金明, 阮沈勇. MATLAB 实用教程[M]. 北京:电子工业出版社, 2005.
- [6] 陈嵘. 高速铁路车辆-道岔-桥梁耦合振动理论及应用研究[D]. 成都:西南交通大学土木工程学院, 2009.

Train-bridge Coupling Dynamic Response Analysis of (48 + 80 + 80 + 88 + 48) m Turnout Continuous Beam of Han-river Bridge

Wang Huidong¹, Ma Qisen²

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

2. Qingdao Hongrui Power Engineering Consulting Co. LTD., Qingdao 266100, China)

Abstract: This article studies the bridge responses to the space coupling vibration of high speed train and turnout continuous beam of Han-river Bridge with spans of 48 + 2 × 80 + 88 + 48 meters on Xiamen-Shenzhen Railway. In the research, the dynamic equation is formed with modal coordinates method, the parameters of vibration modes are gained by SAP2000, and the solver is written in Matlab. Some helpful conclusions of Han-river Bridge are obtained.

Key words: turnout continuous beam; vehicle-structure coupling vibration; modal coordinates method

响应面法在船撞桥可靠度分析中的应用

张 军¹, 邓旭平¹, 包龙生²

(1. 中交一公局公路勘察设计院有限公司, 北京 100024; 2. 沈阳建筑大学 土木工程学院, 辽宁 沈阳 110168)

摘要:船撞桥梁的可靠度, 其结构响应变量与基本变量之间的函数关系复杂, 传统的求解方法难以奏效, 需要借助于有限元等数值计算方法来获得。利用 APDL 语言采用两种方法求解船撞桥的可靠度, 对比蒙特卡洛法(MCS)的7种工况下和响应面法(ODRSM-MCS)的桥墩的失效概率, 在10 000次MCS拉丁抽样与ODRSM-MCS法抽样桥墩的失效概率分别是 6.02×10^{-3} 和 2.06×10^{-3} 。响应面法达到与MCS法同等精度的情况下, MCS与ODRSM-MCS所用的时间分别是280 min和5 min, 从而证明响应面法的有效性和高效性。

关键词:船撞桥可靠度; ANSYS; 响应面法; Box-Behnken 抽样; MONTE-CARLO 法

中图分类号:U442 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0028-06

0 引言

随着中国经济的不断发展, 交通运输业也在国民经济中扮演者至关重要的作用。而水上运输则是铁路运输、公路运输、空中运输、水上运输中的大宗货物运输的代表。在为了方便公路、铁路运输修建的跨河、跨海(湾)的桥梁, 却又是水上船舶的人工障碍物。根据国内外有关资料文献的介绍, 世界各地船撞桥事故一直在不断地发生, 船撞桥事故的发生频率更是超出我们的想象。由船撞桥事故所导致的各种损失不计其数, 比如: 财产损失人员伤亡, 环境破坏等。众多船撞桥事故轻则船桥轻微损坏, 损失数万元, 重则桥塌船沉人亡, 损失则以数百万、甚至更多计, 大量的间接损失更是无法估量。所以在桥梁建设前后都需要对桥梁进行各项安全风险评估, 而评估中非常重要的一部分就是进行桥梁可靠性评估。

目前船撞桥可靠度的代表方法有美国 AASHTO 法^[1]、Larsen 法^[2]、欧洲规范法、德国昆兹模型法^[3]、国内有《公路桥涵设计通用规范》^[4]。这些概率模型都是通过统计分析得出的近似模型。概率有限元是近几年发展而来的与有限元结合的数值研究方法, 在相关数值特征可知时, 它可以得到船撞桥可靠度较为精确的结果。蒙特卡洛模型在概率有限元中被认为是一种比较精确的方法, 但是其工作量太大。所以提出了响应面法来进行船撞桥的可靠度计算, 来提高计算船桥碰撞可靠度的效率。

1 蒙特卡洛法与响应面法的原理

概率有限元法是为了解决大型复杂结构的可靠度问题而被提出来的。目前常用的是传统的蒙特卡洛法, 蒙特卡洛法是一种采用数值模拟方式来解决与随机变量有关的实际工程问题的方法。它能够对确定问题和随机问题进行分析, 对随机变量的数值模拟方法相当于“实验”的方法, 所以蒙特卡洛法又被称为统计实验法。蒙特卡洛法的抽样方法分为三种, 分别为拉丁超立方方法、直接法、自定义方法, 其中拉丁超立方方法避免了直接法中的重复抽样, 提高了工程计算效率, 拉丁超立方方法的模拟次数通常能够比直接法减少 20%~40%^[5]。在目前的结构可靠度计算中, MCS 法在是一种比较精确地方法, 该方法首先对随机变量 $X_1, X_2, \dots, X_n$ 进行大量抽样(抽样次数为 n 次), 再将所抽得的随机变量代入功能函数 $Z = g(X_1,$

收稿日期: 2013-10-25 责任编辑: 车轩玉 DOI: 10.13319/j.cnki.sjztdxxbzh.2015.01.06

作者简介: 张军(1987-), 男, 硕士研究生, 主要从事船撞桥风险概率分析以及振动传播规律的研究。E-mail: feng19870510@qq.com

基金项目: 中交集团科技研发项目(kyh2008-05); 住房和城乡建设部科学技术项目(2010-K3-38)

张军, 邓旭平, 包龙生. 响应面法在船撞桥可靠度分析中的应用[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2015, 28(1): 28-33.

$X_2, \dots, X_n$) 中,统计 $Z > 0$ 的个数,当拥有足够大的样本容量时,根据贝努利大数定理,以结构可靠次数 L 占抽样总数 N 的频率来表示结构的可靠性概率 $P_f \approx L/N$ 。首先将 $[0, 1]$ 区间划分成 N 个相互独立且不重叠的等距子区间,然后对这互不重叠的 N 个子区间内进行等概率的独立抽样,这样就避免了进行直接抽样时的重复抽样和繁琐工作^[6]。

进行可靠性分析的另一种有效的分析方法是响应面法,其思想是通过有限的确定性实验拟合一个响应面函数来模拟真实的结构极限状态曲面,从而进行可靠性分析。在结构可靠性分析中,由功能函数来表达结构的极限状态方程,其形式为: $Z = g(X)$, 其中 $X = (X_1, X_2, X_3, \dots, X_n)$ 是工程中的随机因素,例如结构的几何尺寸、结构荷载及材料参数的随机性等。当结构处于安全状态时 $g(X) > 0$, 结构处于极限状态时 $g(X) = 0$, 结构处于失效状态时 $g(X) < 0$ 。

从本质上讲,响应面是统计学中的一种综合实验技术,用于处理多个变量对同一结构或体系的综合作用问题,也就是结构或者体系中的随机输入变量值与输出响应值之间的转换关系问题。响应面法用一个一次或二次多项式(即响应面函数)来近似替代实际状态下的隐式极限状态函数 $Z = g(X)$,再采用一般的可靠度分析方法对近似极限状态函数进行可靠度计算,其中结构的失效概率 $P_f = P(Z)$ 。响应面函数^[7],采用 Box-Behnken 抽样法进行随机参数向量的 N_s 个样本选取,对这些样本点进行数值分析得到结构响应的一组样本点 $(\bar{g}(X_1), \bar{g}(X_2), \dots, \bar{g}(X_n))$,回归分析得到响应面函数中的待定因子的最小二乘估计,求解得到 $\bar{g}(X)$,并用 $\bar{g}(X)$ 代替结构的真实响应。

响应面法在进行实验设计时使用到的方法有3种:中心复合设计法(CCD, Central Composite Design)、Box-Behnken 矩阵设计法(BBM, Box-Behnken Matrix)、自定义设计法。其中 Box-Behnken 抽样方法是 Box 和 Behnken 在 1960 年提出一些曲线的三水平设计,这些设计式结合了 2k 因子设计与不完全集区设计(Incomplete Block Design)而成。但是不完全集区设计在某些情形下并不实用,从而通过进一步改良而成的一类三水平的二阶设计^[8]。Box-Behnken 矩阵设计包括一个中心点和 N 维的超立方边上的中心点,如图 1 表示三维立方体。Box-Behnken 矩阵设计对每个因子使用三水平设计,三水平一般设置等距,各个因素的取值空间是 $[-1, 0, +1]$,在实际的响应面函数中对应上下限为 $[1, -1]$ 。根据因素数量确定析因点和零点,建立二次响应面回归模型^[9]。

对随机参数的 N 个样本点进行数值分析,得到 N 个输出点 $((\bar{g}_1(X_1, X_2, \dots, X_n), \bar{g}_2(X_1, X_2, \dots, X_n), \dots, \bar{g}_n(X_1, X_2, \dots, X_n)))$,对这些数据采用最小二乘法进行回归分析

$$h = \sum_{i=1}^N \varepsilon_i^2 = \sum_{i=1}^N [g_i - (a_0 + \sum_{i=1}^N a_i X_i + \sum_{i=0}^N \sum_{j=0}^N a_{ij} X_i X_j)]^2 \quad (1)$$

式中, ε_i 为误差项,若要使误差项的平方和 h 最小,则

$$h/a_0 = h/a_i = h/a_{ij} = 0 \quad (2)$$

式中, $i = 1, \dots, n, j = 1, \dots, n$ 。

求解响应面随机变量的矩阵方程,可得到公式响应面函数中各个系数的估计值,进而得到响应面函数 $\bar{g}(X)$ 。

2 船撞桥可靠度输入变量参数的选取

对桥梁受船撞击的可靠度分析时,其影响可靠度的输入变量可能有上百上千,这就造成在进行可靠度分析的时候这些输入变量不能全部考虑。美国联邦公路桥梁设计规范在确定船撞力时考虑:船只类型、每类船的年通航量、船只的航行速度、河道(通航部分以及非同航部分)的尺寸、桥梁在航道上的几何布置情况等。在计算船撞桥桥梁倒塌的概率的时,还需要考虑船撞力、船只偏航概率、偏航船只撞桥的概

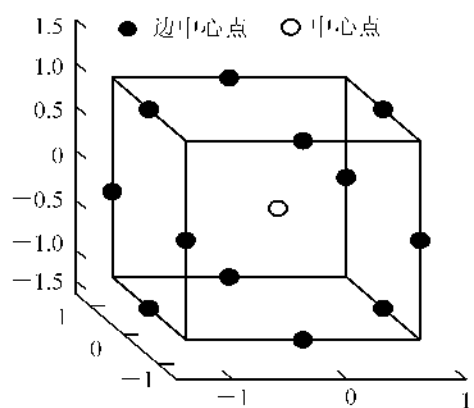


图1 三概率参数 Box-Behnken 抽样示意图

率、桥墩的墩身尺寸、墩身壁厚、墩身高度、桥梁上部结构、风荷载、混凝土种类收缩徐变等的影响^[10-11]。肖盛燮、彭凯给出了船桥碰撞结构柔性对碰撞过程的影响,质量分布对碰撞过程的影响以及地基弹性对碰撞过程的影响^[12]。桥梁受船的撞击是一个动态的过程,桥墩的破坏判定比较复杂,本文采用强度破坏准则,主要是以钢筋和混凝土材料的应力作为性能指标。该破坏准则的形式如下

$$\sigma_{\max} \leq [\sigma] \quad (3)$$

基于承载能力极限状态的结构设计便采用了该准则,我国《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定的结构的强度破坏准则为

$$S_d(\gamma_g G, \gamma_q \sum Q) \leq \gamma_b R_d (R_s R_c / \gamma_s \gamma_c) \quad (4)$$

由于强度破坏准则概念简单,应用方便,因此在结构设计中得到了长期的应用。

3 响应面法(ODRSM-MCS)在船撞桥可靠度中的应用

通过采用蒙特卡洛法和响应面法对北山大桥进行船撞桥可靠度分析。

3.1 北山大桥施工期间船撞有限元模型的建立

北山大桥是庆景青公路范村到张坪段库东段方案中的一座特大桥。北山大桥的桥跨布置为:2×30(预应力 T 梁)+(120+3×200+120)(5 孔预应力混凝土连续刚构)+2×3(预应力 T 梁)=960 m。通航要求为 VI 级航道,大桥双向通行 100 t 级海轮,设计最高通航水位 161.5 m 大桥主墩位于水库深水中。北山特大桥建设工期按 2.5 a 考虑,即 2005 年 7 月项目开工,2007 年 12 月项目建成通车。该桥结构重要性等级为 I 级,即特别重要等级。

选取北山桥主桥桥墩施工期间,桥墩承受船只撞击导致桥墩不能继续承载的概率。北山主桥桥墩采用空心薄壁墩,最高墩 7 号墩高 116 m。在船的撞击下 7 号桥墩无论在施工期还是在正常使用状态下都是极易破坏。

船撞桥梁船撞力的选取,通过对比美国《美国公路桥梁设计规范》与我国《公路桥涵设计通用规范》的计算船撞力的公式可以得出,采用我国《公路桥涵设计通用规范》的公式计算得出的船撞荷载较小。鉴于此,笔者确定以《美国公路桥梁设计规范》的计算方法确定单船船撞力。根据文献《高墩大跨连续刚构桥梁》选取其它影响因素。

桥墩受船舶撞击的位置按照设计最高通航水位进行选取,设计通航水位=161.5 m。桥墩受 100 t 级船舶撞击的示意图,如图 2。

桥墩的输入变量取桥墩墩高 H ,墩顶截面形心至桥墩外壁的距离 B_1 ,至桥墩内壁的距离 B_2 ,桥墩材料的等效容重 DENSITY,船撞力荷载 FORCE 为随机输入变量参数,桥墩受到船撞后最大应力为 SMAX 作为随机输出变量参数。

随机输入变量的概率特征见表 1。

表 1 随机输入变量及其参数特征表

随机输入变量	分布类型	均值	变异系数
H	GAUSS 正态分布		0.03
B_1	GAUSS 正态分布	5.5 m	0.01
B_2	GAUSS 正态分布	4.5 m	0.01
YOUNG	GAUSS 正态分布	3.25×10^4 MPa	0.05
DENSITY	UNIF 分布	2.6×10^3 kg/m ³	0.05
FORCE	GAUSS 正态分布	4.1 MN	0.11

结合北山大桥有限元模型,对结构运用 Monte-Carlo 法中的拉丁超立方抽样和响应面法中的 Box-Beknhan 实验抽样方法分别计算进行桥墩的可靠性计算,并且对两种可靠度计算方法进行对比。

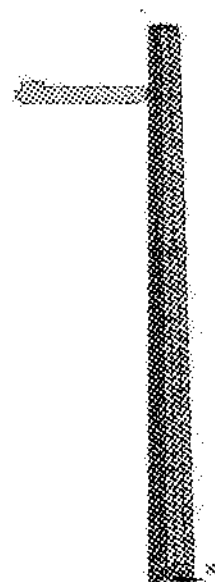


图 2 100 t 级船撞桥的示意图

3.2 桥墩受船撞蒙特卡洛法可靠度分析

桥墩受船撞可靠度 Monte-Carlo 模拟分析采用 7 种工况进行抽样,采用拉丁超立方抽样法进行桥墩的失效概率计算。桥墩应力与变形失效概率如表 2 所示。

表 2 桥墩应力应变失效概率表

抽样次数	100	200	500	1 000	2 000	5 000	10 000
$P_f\{\sigma_m > 3.45 \text{ GPa}\}$	0.00e+0	8.50e-3	5.17e-3	1.05e-2	6.03e-3	6.45e-3	6.02e-3
$P_f\{v_m > 0.7h\}$	0	0	0	0	0	0	0

注: σ_m 为桥墩的最大应力, v_m 为桥墩的最大应变。

从表 2 可以看出,在 100 次抽样桥墩的失效概率为 0,出现这种现象的原因是抽样次数的不足导致抽样随机变量在拟合功能函数时缺少足够的数据支持。而随着抽样次数的增多,桥墩失效概率逐渐趋于平稳,在 2 000 次后结果开始趋于收敛。由此可以看出,如果要运用蒙特卡洛法得出准确的船撞桥的桥梁失效的概率,必须进行大量的抽样才能保证结果的准确性。蒙特卡洛法根据应变得出的桥墩失效概率为 0,说明在本例中桥墩失效的概率主要是由桥墩中的最大应力 SMAX 控制。

3.3 桥墩受船撞响应面法可靠度分析

对桥墩进行响应面分析得到响应面函数再次进行 Monte-Carlo 数值模拟,可得到桥墩失效的概率。响应面在进行拟合时需要人为控制拟合响应面的置信度为 0.95。桥墩的失效概率如表 3。

表 3 MCS 与 ODRSM-MCS 桥墩的失效概率

抽样类型	$P_f\{\sigma_m > 3.45 \text{ GPa}\}$	$P_f\{v_m > 0.7h\}$
MCS 拉丁抽样($N = 10\,000$)	6.02e-03	0.00e-00
ODRSM-MCS($N = 10\,000$)	2.06e-03	0.00e-00

注: MCS 为蒙特卡洛法抽样, ODRSM-MCS 为响应面法抽样。

3.4 MCS 与 ODRSM-MCS 的结果分析

在 4 核 CPU 主频 3.2 Hz 为内存为 4 G 的计算机上进行 MCS 可靠度计算所用的时间是 280 min,进行 ODRSM-MCS 混合模拟的计算的时间是 5 min。

表 4 10 000 次 MCS 与 ODRSM-MCS 法散点图系数

分析方法	Spearman rank-order	Linear	Trendline	Accuracy
10 000MCS	0.192 9	0.202 9	0.925e+06	0.958 8e+04
ODRSM-MCS	0.215 7	0.301 5	0.158e+07	0.909 0e+04

通过图 3 与图 4 得到 MCS 和 ODRSM-MCS 船撞力和桥墩最大应力的散点图的趋势可以看出,结构的最大应力随着船撞荷载的增大而增大。图 3 MCS 法所得出的散点图比较饱满,其抽样次数多比较符合实际情况,而 ODRSM-MCS 的散点图则分布的比较集中,其结果是通过抽样后拟合出的响应面函数,再通过响应面函数得出的散点图,由于响应面函数是通过抽样样本得到的,故 ODRSM-MCS 的散点图可以认为接近实际情况。通过表 4 MCS 法与 ODRSM-MCS 法计算 Spearman rank-order 的相关系数、Linear 的相关系数相差,多项式的 Trendline 和精度是非常接近的,由此可见,ODRSM-MCS 法在达到与 MCS 同等精度条件下可以减少工程计算的次数。

通过进行敏感性分析,可以得到随机输入变量与输出变量的灵敏度图。灵敏度图可以直观反映不同随机输入变量对船撞桥概率的影响程度大小。其中,输入参数对输出参数影响水平在 2.5% 以下的可以看作相对影响不大的因素;影响水平在 2.5% 以上的看作有显著影响的因素。

从图 5 和图 6 可以看出,通过对 10 000 次 MCS 和响应面法两种方法灵敏度分析得出船撞力是影响桥墩最大内力最主要的影响因素,灵敏度系数都在 0.2 左右,两者相差 14%,墩顶截面形心至内壁的距离 B_2 灵敏度系数在 0.1 左右,两者相差 0.2%。而第三灵敏度参数在图 5 墩高 H 的与图 6 墩顶截面形心至外壁的距离 B_1 不同,这是由于抽样方法的不同,而且响应面法是通过拟合出响应面函数再通过这个函数输出所求参数,这就导致在拟合响应面函数时在参数确定的时有微小误差,进而导致第 3 个影响参数的不同。在进行船撞桥可靠度时,墩高、墩顶截面形心至外壁的距离对结构可靠度的计算影响较小,所以桥梁进行结构可靠度分析时响应面法具有很大的优越性。

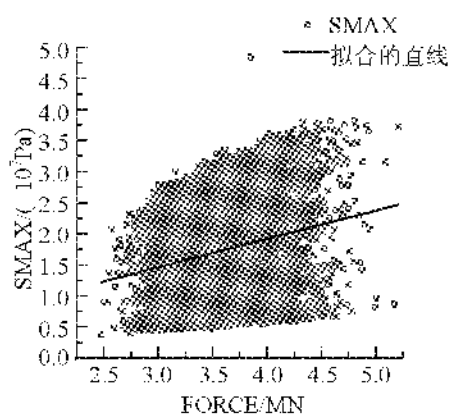


图 3 10 000MCS FORCE-SMAX 散点图

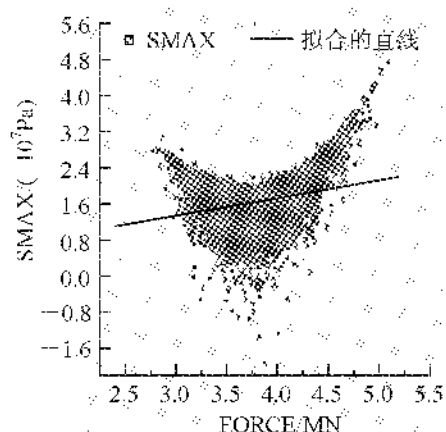


图 4 ODRSM-MCS 散点图

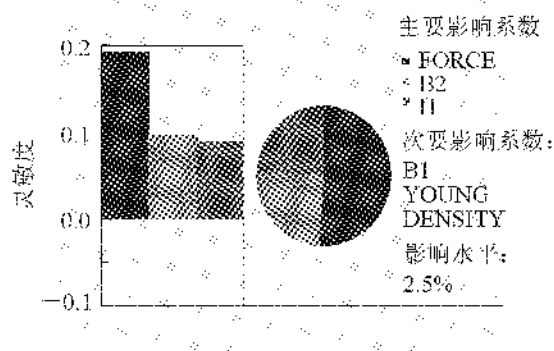


图 5 10 000 次 MCS 最大应力 SMAX 灵敏度

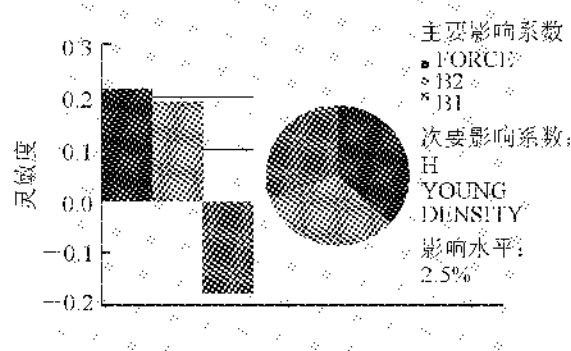


图 6 响应面法最大应力 SMAX 灵敏度

4 结语

(1)在实际工程的结构可靠度计算中,当结构的失效概率小于 10^{-3} 时,传统蒙特卡洛法的抽样次数是非常庞大的,占据非常大的计算时间。而基于响应面蒙特卡洛法由于是计算响应面函数的值而不是对整个有限元模型进行计算,所以效率非常高,它的计算效率是传统蒙特卡洛法的 58 倍,优势非常明显。

(2)在分析船撞桥可靠度精度方面,响应面法和蒙特卡洛法的结果分别为 6.02×10^{-3} 和 2.06×10^{-3} ,两者相差不大。响应面法中的响应面函数由于是经过函数逼近近似接近极限状态函数,其精度可以通过增加模拟次数来进行控制。在一些大型复杂的可靠度计算工程中,响应面函数是通过结构进行抽样分析得到的,它能够反映出结构的基本特征,具有较高的精度,在某些的情况下,响应面的可靠度甚至单纯采用蒙特卡洛模型计算的数值还要精确。

参 考 文 献

- [1] AASHTO. AASHTO LRFD Bridge Design Specification[S]. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2005.
- [2] Priez Z. Ship collision aspects unique to inland waterways[M]. Rotterdam: A A Balkema, 1998: 103-114.
- [3] Pedersen P T, ZHANG Shengming. The mechanics of ship impacts against bridges[M]. Rotterdam: A A Balkema, 1998: 41-52.
- [4] 中交公路规划设计院. JTG D60—2004 公路桥涵设计通用规范[S]. 北京:人民交通出版社, 2004.
- [5] 博奔创作室. ANSYS 9.0 经典产品高级分析技术与实例详解[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2005.
- [6] McKay M D, Beckman R J, Conover W J A. Comparison of three methods for selecting values in the analysis of output from a computer code[J]. Technometrics, 2009, 2: 239-245.
- [7] Bucher C G, Bourgound U. Fast and response surface approach for structure reliability problem[J]. Structural Safety, 1994, 7

(1):57.

- [8] Box G E P, Behnken D W. Some new three designs for the study of quantitative variables[J]. *TECHNOMETRICS*, 1960, 2(4): 455-460.
- [9] Box G E P, Cox D R. An analysis of transformations[J]. *Journal of the Royal Statistical Society. Series B*, 1964, 26: 211-252.
- [10] 马保林. 高墩大跨连续刚构桥梁[M]. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [11] 石雪飞, 白午龙. 基于稳定性的高墩大跨连续刚构桥极限墩高研究[J]. *石家庄铁道大学学报: 自然科学版*, 2013, 26(3): 13-17.
- [12] 肖盛燮, 彭凯, 蔡汝哲. 船只/桥梁多柔体系统碰撞问题求解的 Lagrange 方程[J]. *重庆交通学院学报*, 2001, 20(3): 7-8.

Application of Response Surface Method in Reliability Analysis of Ship Collision

Zhang Jun¹, Deng Xuping¹, Bao Longsheng²

(1. CCCC Highway Survey&Design Co. LTD of FHEC, Beijing 100024, China;

2. School of Civil Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang 110168, China)

Abstract: The structure response variables and basic variables for reliability against ship collision are very complex. The traditional methods of solving the problem is difficult. APDL language of two methods are used to solve the reliability at ship collision against the bridge. With seven MCS method conditions and ODRSM-MCS, the probability of failure of bridge pier of 10 000 MCS Latin sampling and ODRSM-MCS Box-Behnken sample is 6.02×10^{-3} and 2.06×10^{-3} respectively. While achieving the same accuracy, 280 minutes is used for calculation with MCS and 5 minutes with the ODRSM-MCS. So the ODRSM-MCS method is much more efficient.

Key words: pier reliability analysis of ship collision; ANSYS; response surface method; Box-Behnken; Monte-Carlo method

(上接第5页)

Study on Steel Frame Node Capacity of Mortise and Tenon Connection

Yu Yan¹, Duan Shujin¹, Zhang Yu²

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

2. Institute of Architecture and Engineering, Hebei University of Science and Technology, Shijiazhuang 050018, China)

Abstract: A new connection method used between beam and column in steel structure named square steel tube mortise and tenon joint is presented in this paper. The displacement curve of the beam span and end node load is got after the static load test of the steel frame structure connected by the nodes, as well as the load and strain diagram of the different parts of the framework, and then test results are analyzed. What's more, nonlinear finite element analysis with computer is carried out according to the test model, and the influence of different section size of the node elements on the bearing force of node is also analyzed. The calculation formulas of bearing capacity of square steel tube joints put forward are approximate to the test results. The experiments indicate this new type of mortise and tenon joints is of high bearing capacity and acceptable from the angle of design philosophy.

Key words: square steel tube; mortise and tenon joints; the ultimate bearing capacity; experimental study; nonlinear finite element

π 型截面涡激振动风洞试验及气动抑制措施研究

杨光辉, 屈东洋, 牛晋涛, 方 成

(长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064)

摘要:对某大跨斜拉桥进行节段模型风洞试验,研究该桥采用 π 型断面时抑制主梁涡激振动的气动措施。对其主梁节段模型进行涡激振动试验,通过对比研究,检验中央稳定板及改变栏杆透风率的气动措施的有效性。并借助CFD仿真技术,分析主梁断面周边绕流特性,探索气动措施抑制涡激振动的机理。结果表明,气动措施可以改善 π 型截面梁空气动力学特性,得到了抑制涡激振动的目的。

关键词:斜拉桥; π 型断面;涡激振动;减振措施;风洞试验

中图分类号:U446.1;U448.27 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0034-06

0 引言

斜拉桥因其具有造型优美、结构传力明确、相对(悬索桥)刚度大、施工方便、下部结构工程量相对较少的特点,受到了桥梁设计工程师的青睐^[1]。斜拉桥主梁截面型式的选择,除一般桥梁必须考虑的因素外,还应充分考虑抗风稳定性,特别是大跨径斜拉桥的风振问题尤为突出^[2]。 π 型截面是一种较简单的主梁截面形式,适用于双索面体系的斜拉桥,两个边主梁之间由桥面板及横梁相连接,拉索可锚固于边主梁上,形成多点连续弹性支承,结构传力途径清晰,受力明确,设计中边主梁外侧做成风嘴状以减少迎风阻力。同时考虑结构工程施工,标准化程度高,但是这类断面容易出现涡激振动^[3,4]。

涡激振动是大跨度桥梁在低风速下很容易出现的一种风致振动现象,其带有自激性质,振动的结构反过来会对涡脱形成某种反馈作用,使得涡振振幅受到限制。处于流场中的桥梁断面,在忽略其自身振动的条件下,可视为一固定不动的刚体。来流经过这一刚体时,必然会发生绕流现象,其截面背后的周期性漩涡脱落将产生周期变化的作用力——涡激力。当被绕流的物体是一个振动体系时,周期性的涡激力将引起结构的涡激振动,并且在漩涡脱落频率与结构的自振频率一致时发生涡激共振^[5]。

涡振的抑制可分为结构措施、阻尼措施和气动措施^[6-7]。结构措施是通过增加结构的刚度,即提高结构的固有振动频率用以相应的提高涡激共振的临界风速。阻尼措施主要是通过增加结构阻尼以缩短风速锁定区,从而降低涡振振幅,但其造价昂贵且不易维护。考虑到涡激响应对气动外形十分敏感的特点,可通过设置或调整桥梁的附属结构以改善其抗涡振性能。此外,在调整桥梁断面的气动外形的同时,需要综合考虑对其他风致振动如颤振的影响,避免在降低涡激响应的同时放大其他风致振动。尽管涡激振动不像颤振、驰振一样是发散的毁灭性的振动,但常在低风速下发生,且振幅之大足以影响行车安全。此次研究论证的 π 型截面在实际工程中应用广泛,为避免其在施工或者成桥阶段出现涡激共振或限制其振幅在可接受的范围内,特此进行风洞试验,用以研究检验该断面型式下的涡激振动响应,具有重要意义和工程实用性。

1 研究背景

由于特殊的地理环境,频发的灾害性气候,使得某大桥风振问题突出。某主跨320 m双塔双索面钢

收稿日期:2013-10-24 责任编辑:刘宪福 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxsbzrb.2015.01.07

作者简介:杨光辉(1961-),男,副教授,研究方向为桥梁结构分析。E-mail:yang266@vip.163.com

杨光辉,屈东洋,牛晋涛,等. π 型截面涡激振动风洞试验及气动抑制措施研究[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2014,28(1):34-39.

砣叠合梁斜拉桥,主梁采用 π 型截面,边主梁外侧做成风嘴状以减少迎风阻力,然而这种非流线型截面本身具有的不稳定的气动特性,使得该桥的涡振问题并没有得到显著改善。其桥型布置及主梁标准横断面如图 1、图 2 所示。

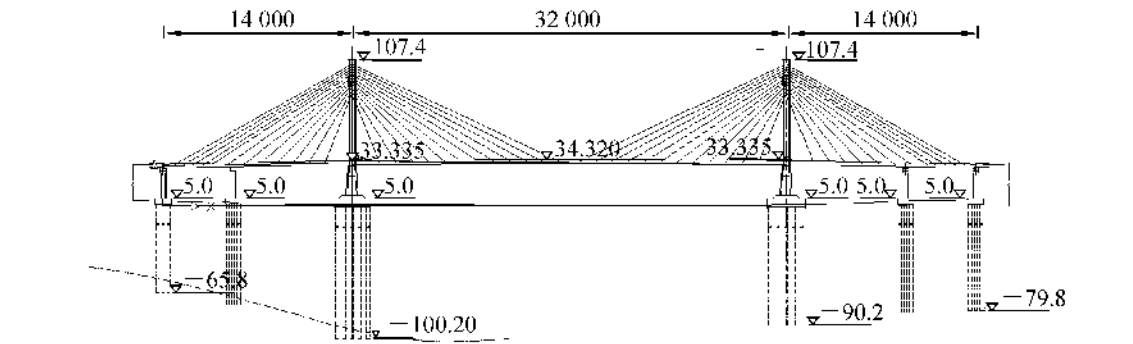


图 1 桥型布置(单位:cm)

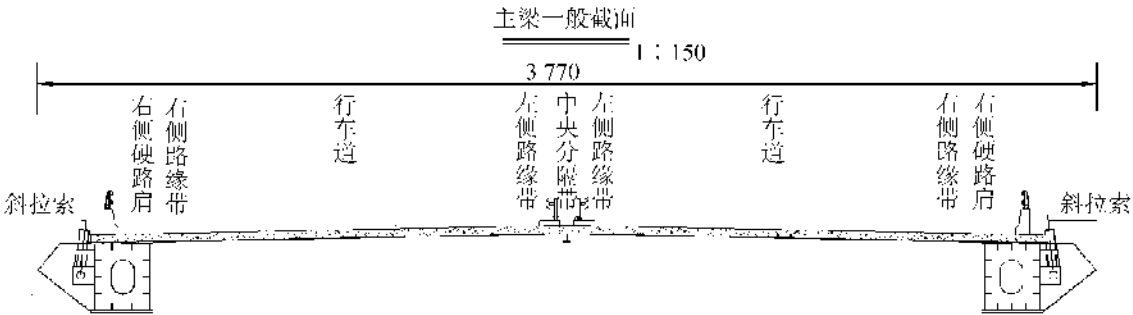


图 2 主梁标准横断面(单位:cm)

2 节段模型涡激振动试验

桥梁结构一般为柔长结构,在一个方向上有较大的尺寸,而在其他两个方向则相对尺寸较小。风对桥梁结构的作用近似得满足片条理论,可通过节段模型试验来研究桥梁结构的风致振动响应。

2.1 风洞试验

根据实桥主梁断面尺寸、风洞试验段尺寸和直接试验法的要求,选取节段模型缩尺比为 1:60。试验采用悬挂弹簧刚性节段模型,从低风速逐级增加风速,检验涡振发生风速区间,测量涡振的振幅响应。试验所采用的设计主要参数见表 1。

表 1 节段模型设计主要参数

参数名称	实桥值	缩尺比	模型设计值	模型实测值
长度 L/m	—	—	1.500 0	1.500 0
宽度 B/m	37.7	1/60	0.628 3	0.628 3
高度 H/m	3.08	1/60	0.051 3	0.051 3
等效质量 $m/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-1})$	46 106.2	1/60 ²	12.80	12.79
等效质量惯矩 $J_{\omega}/(\text{kg} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{m}^{-1})$	14 308 100	1/60 ⁴	1.1	—
竖弯基频 f_b/Hz	0.416 15	60/4.45	5.611	5.493
扭转基频 f_t/Hz	0.699 728	60/4.45	9.435	9.582 5

2.2 试验结果分析

在未对原设计方案设置气动措施的情况下,结构在低风速下产生涡激振动,且涡激振动响应最大值不满足规范要求。采用改变中央护栏为全封闭式,主梁设置一道下稳定板,从而形成 2 道上稳定板加 1 道下稳定板的气动措施,改变了主梁绕流特性。主梁节段模型所取气动措施可明显抑制涡激振动的产生或限制其振幅在可控范围内。其结果对比如图 3 示。

通过风洞试验结果分析对比,原方案在 0°风攻角下,对应实桥风速 13.35 ~ 16.02 m/s、22.35 ~ 33.38

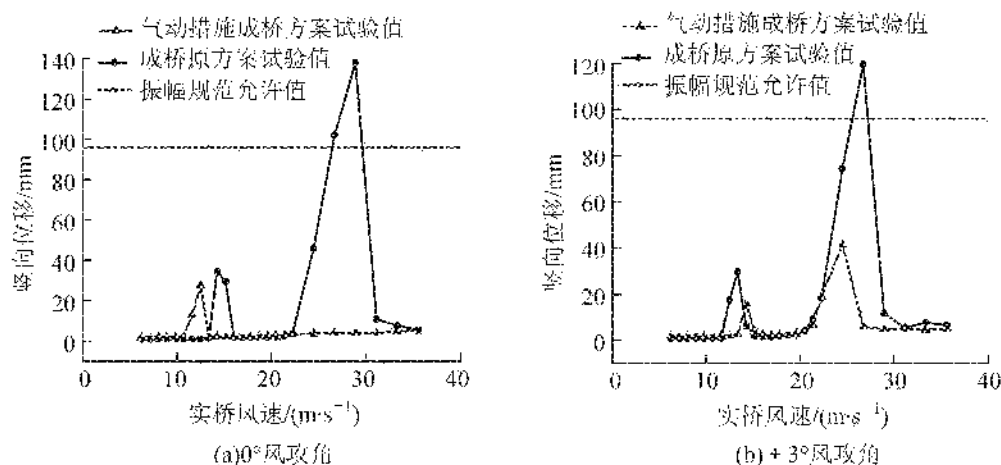


图 3 涡振试验竖向位移结果对比

m/s 时出现了竖向涡振,最大振幅达 0.138 m。 $+3^\circ$ 风攻角下,对应实桥风速 11.57 ~ 14.24 m/s, 20.47 ~ 31.15 m/s 时出现了竖向涡振,最大振幅达 0.119 m。其涡振振幅均大于规范允许值。设计采取的气动措施能够有效地抑制桥梁断面涡激振动现象, 0° 风攻角下,对应实桥风速 10.68 ~ 13.35 m/s 时出现了竖向涡振,其峰值为 0.027 4 m。 $+3^\circ$ 风攻角下,在对应实桥风速 13.35 ~ 15.13 m/s、20.47 ~ 28.93 m/s 时出现了竖向涡振,其峰值为 0.041 m。其涡振振幅均小于规范设计要求值。

通过采取气动措施,使其成桥状态下出现涡激振动所对应的实桥风速发生变化,其发生区域移动或者消失,其对应幅值减小。

3 CFD 计算下涡振机理探讨

当主梁截面沿纵桥向为等截面时,如果来流风向与桥梁纵向垂直,则可认为风速在桥梁轴线方向上不存在梯度,即风速沿纵桥向不变。据此,可以将 3 维空间桥梁模型简化为 2 维平面模型用以研究,这样既保证了模型在几何特征上的相似性,又合理降低了计算量,提高计算效率。主梁模型与计算域网格划分如图 4 所示。

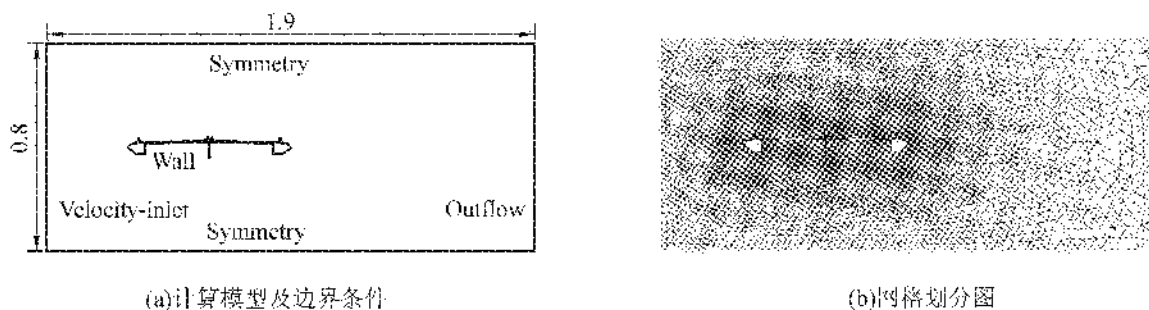


图 4 计算模型及网格划分(单位:m)

主梁选取 π 型截面形式,位于计算域前半部 1/3 处。主梁设置为无滑移的壁面边界 wall,计算域入口采用 Velocity-inlet,出口为 outflow,上下两侧则为 Symmetry。计算域各边界距主梁模型足够远以保证主梁附近空气流动不受边界条件影响。主梁模型对计算域的阻塞率小于 2%,气流的压缩效应可以忽略,满足数值模拟的要求。使用空间适应性强的非结构化三角形网格离散平面计算域,并使用自适应网格技术,对风速梯度大的区域加密了网格密度,以降低数值粘性的影响,提高计算准确度。数值计算采用对钝体绕流有良好适应性的 $k-\omega$ SST 湍流模型,方程求解采用 SIMPLEC 方法,其入口处湍流强度取值 0.5%,湍流粘性比(Turbulent Viscosity Ratio)取值为 10。

为保证数值模拟的可靠性,首先应根据类似风洞试验工况进行试算,将试算结果与风洞试验结果进行对比,证实计算结果准确后再增加数值模拟的工况进行研究。图 5 为成桥状态下数值模拟与风洞试验

在风轴坐标系下 3 分力系数结果对比。

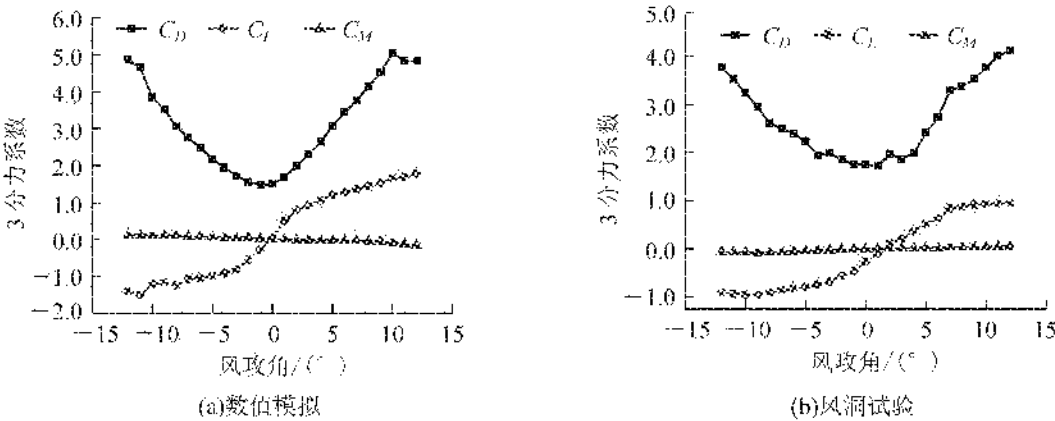


图5 数值模拟与风洞试验下 3 分力系数结果对比

从图 5 中可以看出,数值模拟结果与试验测得成桥状态下 3 分力系数吻合较好,可以认为所采用的数值模拟方法正确,能够真实反应主梁外部流场绕流特性,满足计算所需准确性要求。

为了解采取措施及未采取措施的 π 型断面的涡振特性不同,取风速 15 m/s 时,在 0° 风攻角下进行主梁节段模型 CFD 分析计算,通过可视化的风速矢量图,分析主梁断面的绕流特性。图 6 和图 7 分别为原设计断面及采取气动措施的断面流场特性风速矢量图。

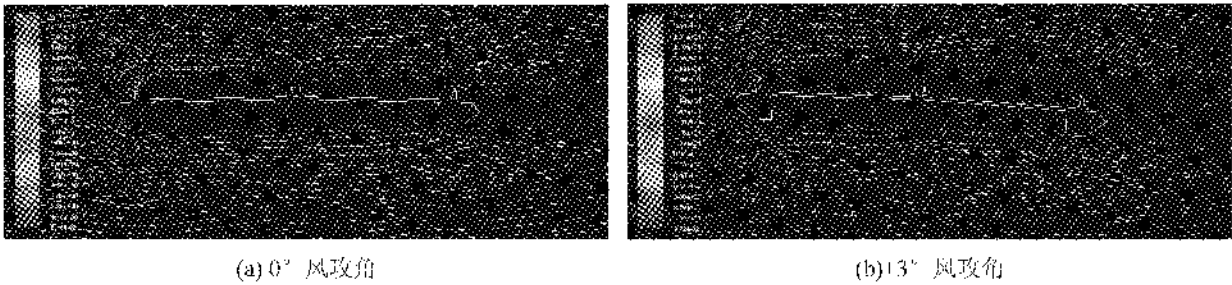


图6 成桥原方案主梁断面风速矢量

由图 6 可知,在未设置气动措施的情况下,来流在迎风面拐角处发生气流分离,分离后的气流在主梁的上、下表面形成漩涡,并在接近主梁截面末端位置处发生气流再附着,附着后的气流在流经护栏和边主梁后,产生脱落的漩涡。主梁上、下表面所形成的不等值涡量的漩涡,两者差值产生的涡激力,使得主梁产生竖向位移。考虑到处于流场中的 π 形梁是一个振动体系,并带有自激性质,来流所形成的周期性的涡激力将引起结构涡激振动。当漩涡脱落频率与结构的自振频率相一致时,主梁产生涡激共振。

为优化稳定板尺寸,选择了 6 个方案,借助 CFD 技术,通过与原设计方案的 CFD 结算结果的对比(见表 2),研究中央稳定板对 π 型断面的周边绕流特性的影响^[8-10]。

表2 中央稳定板尺寸表			
设计方案	位置(相对于横梁底面)	距离/m	与梁高比例
推荐方案	伸出	0.5	1/5
方案一	伸出	1	2/5
方案二	伸出	1.5	3/5
方案三	伸出	2	4/5
方案四	缩进	0.5	1/5
方案五	缩进	1	2/5

取风速 15 m/s 时,对 0° 风攻角下的主梁节段模型进行 CFD 分析计算,得到不同设计参数下的中央稳定板的风速矢量图,见图 7。

通过对图 7 中,6 种不同方案的分析对比,可得:针对于 π 形截面梁而言,来流在迎风面拐角处发生气流分离,由于设置封闭的中央护栏形式和下设一道中央稳定板,分离后的气流在原先主梁上、下表面形成

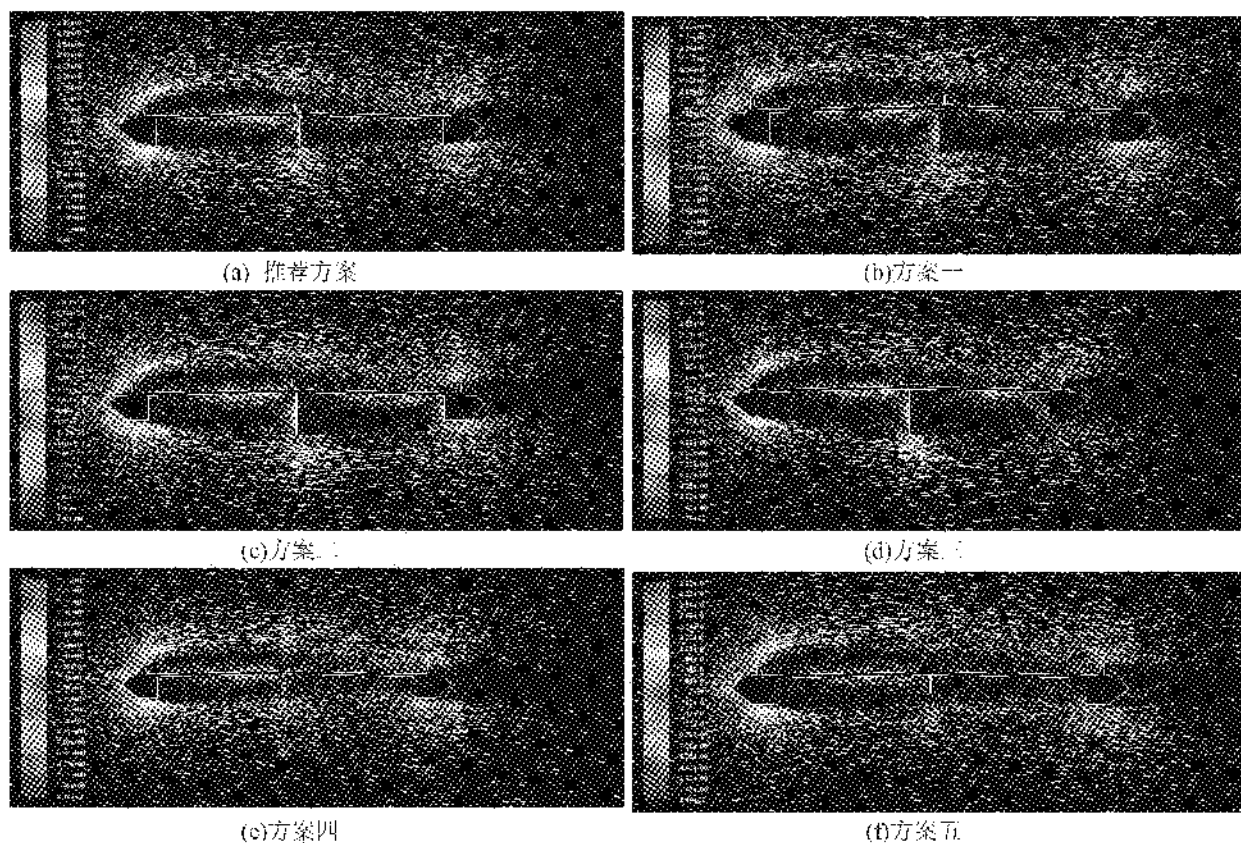


图 7 采用气动措施成桥方案主梁断面风速矢量

的一个大的漩涡被分割成两个相对较小的漩涡,并在接近主梁截面末端位置处发生气流再附着,附着后的气流在流经护栏和边主梁后,产生脱落的漩涡。分割后两个较小漩涡所具有的涡量被减弱,其差值所产生的涡激力不足以使得主梁产生竖向位移,或其位移量明显减小,从而达到消除或者减弱涡振响应的目的。与此同时,观察得:推荐方案相较其他方案而言,来流流经截面梁后形成的流迹线更为平滑、呈流线型,使得气流能够更为顺畅的通过主梁截面,降低涡激振动发生的可能性。

4 结论

(1) π 型截面梁本身具有不稳定的空气动力学特性,在不设置任何抗风措施情况下,该类主梁断面容易出现明显的涡激振动,且幅值会超过规范允许值,设计时应该检验涡振发生情况。

(2)在风洞试验的基础上,结合 CFD 仿真模拟,使流经主梁断面气流可视化。针对不同下稳定板尺寸,通过比对,得到以伸出横梁底面 $1/5$ 倍梁高时,气流流经断面后所形成流迹线更为平滑,呈流线型。

(3)通过设置封闭的中央防撞护栏,加设中央稳定板的气动措施,可以较大程度改善断面周边流态,提高结构气动稳定性,抑制该类断面涡激振动的发生,此结论可供类似桥梁参考。

参 考 文 献

- [1]Freire A M S, Negrão J H O, Lopes A V. Geometrical nonlinearities on the static analysis of highly flexible steel cable-stayed bridges [J]. Computers & Structures, 2006, 84: 2128-2140.
- [2]顾安邦. 桥梁工程[M]. 北京:人民交通出版社, 2000.
- [3]KU BO Y, SADASHI IM A K, YAM AGU CHI E, et al. Improvement of aeroelastic instability of shallow π section [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2001, 98 (14/ 15) : 1445-1457.
- [4]IRWIN P A. Bluff body aerodynamics in wind engineering [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2008, 96(6/ 7) : 701-712.

- [5] 陈政清. 桥梁风工程[M]. 北京: 人民交通出版社, 2005.
- [6] 陈艾荣, 项海帆. 斜拉桥涡激扭转振动的被动控制[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 1994, 22(4): 487-492.
- [7] 葛耀君, 丁志斌, 赵林. 缆索承重桥梁桥塔自立状态涡激共振及其控制[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2007, 35(8): 1008-1012.
- [8] 朱乐东. 桥梁涡激共振试验节段模型质量系统模拟与振幅修正方法[J]. 工程力学, 2005, 22(5): 204-208.
- [9] 李立, 廖锦翔. 涡激振动问题的有限元计算研究[J]. 工程力学, 2003, 20(5): 200-203.
- [10] 何哈欣, 李加武, 周建龙. 中央开槽箱形断面斜拉桥的涡激振动试验与分析[J]. 桥梁建设, 2012, 42(2): 34-40.

Researches on π -Section Vortex-Induced Vibration Wind Tunnel Testing and Aerodynamic Suppression Measures

Yang Guanghui, Qu Dongyang, Niu Jintao, Fang Cheng

(School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China)

Abstract: A section model wind tunnel test is conducted for a large span cable-stayed bridge, and the aerodynamic measures to restrain the bridge girder vortex-induced vibration with a π -section are studied. The comparison of the vortex-induced vibration tests for main beam segment model is made to verify the effectiveness of central stabilizer and drafty openings in rail. With CFD simulation technology, flow characteristics around the main girder section are also analyzed to find the mechanism of aerodynamic measures to resist vortex-induced vibration. The results indicate that the aerodynamic measures can improve the aerodynamic characteristics of π -section and reduce vortex-induced vibration.

Key words: cable-stayed bridge; π -section; vortex-induced vibration; damping measures; wind tunnel test

~~~~~

(上接第11页)

## Influence of Wind Attacking Angle on Aerodynamic Characteristic of Rectangular Girder with Aspect Ratio 5

Yang Qun<sup>1</sup>, Liu Xiaobing<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

2. Wind Engineering Research Center, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

**Abstract:** A pressure-measured sectional model wind tunnel test of rectangular girder with aspect ratio 5 was performed. The changing rule of aerodynamic characteristic of rectangular girder versus wind attacking angle was studied. The study results show that when wind attacking angle is in range of  $0^\circ \sim 6^\circ$ , the change of wind attacking angle has little effect on Strouhal number. The galloping force coefficients under different wind attacking angles are greater than zero. Compared with point-pressure in center of upper surface, point-pressure in the edge of upper surface is more correlated with lift force and torque. With the increase of the wind attacking angle, the correlation of point-pressure in edge of upper surface with lift force and torque changes little, while correlation of point-pressure in center of upper surface with lift force and torque increases dramatically.

**Key words:** rectangular girder; aerodynamic force; wind tunnel test; pressure-measured

# 利用常规有限元软件实现无应力状态法

李保俊

(山西省交通科学研究院,山西 太原 030006)

**摘要:**无应力状态法是一种用于施工控制的先进理论方法,该方法大大方便了施工控制过程。在中国市场上具有无应力状态法专业分析模块的软件很少,即便是广泛使用的 MIDAS Civil 软件也无此模块。本文就此提出了利用一般有限元软件进行无应力状态法分析的方法、流程和注意事项,并通过 MIDAS Civil 建立一钢箱梁斜拉桥有限元模型进行验证。结果表明,该方法完全能够以常规有限元软件为平台来实现无应力状态法。

**关键词:**无应力状态法;斜拉桥;悬臂拼装;施工过程分析

**中图分类号:**U213.2+32 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0040-06

## 0 引言

无应力状态法是秦顺全院士提出的一种桥梁分阶段施工的理论控制方法,它从分阶段施工结构的力学平衡方程<sup>[1]</sup>出发,从理论上阐明了桥梁构件单元的无应力状态量是影响分阶段施工结构内力和线形的本质因素。当结构的恒荷载、结构体系、支承边界条件和单元的无应力状态量不变的情况下,其最终内力和位移是唯一的,与其形成过程无关<sup>[2-3]</sup>。该方法克服了传统控制方法<sup>[4-5]</sup>的缺点,避免了施工方法、施工荷载的影响,是一种先进的施工控制方法。但目前国内市场上具有无应力状态法分析模块的桥梁专业软件很少,只有中铁大桥局的 SCDS 和美国 Bently 公司出品的 TDV RM BRIDGE,SCDS 主要在大桥局内部使用,而 TDV RM BRIDGE 由于价格较高,普及率偏低。相比之下,韩国 MIDAS IT 公司出品的 MIDAS Civil 具备优越的图形建模功能和精美的操作界面,深受中国桥梁设计者的青睐,美中不足的是其自身没有无应力状态法分析的专业模块。本文提出的方法可以利用 MIDAS Civil 进行应力状态法分析,同时只要遵循本文提出的方法和流程,也可以借助其他常规有限元软件平台来实现,这对于无应力状态法的普及和推广具有一定意义。

## 1 实现方法、流程和注意事项

利用常规有限元软件实现无应力状态法的方法和流程见图1。注意:在施工分析中主梁必须采用切线激活的方式,这样才能保证分阶段施工主梁的曲率连续;合龙前必须尽量保证合龙段两端转角和位移的一致和协调,这点可以通过边支座的顶升和拉索无应力长度改变来实现;支座顶升可以通过节点强制位移来实现;拉索无应力长度的调节可以通过单元温度荷载来实现,而在完成合龙后的某一阶段去掉索单元的温度荷载即可恢复到预设的无应力长度。

## 2 模型验证

### 2.1 模型介绍

为验证上述方法的有效性,利用 MIDAS Civil 2012 有限元软件建立一跨径布置为 69.3 m + 130 m + 69.3 m 的单索面 3 跨斜拉桥模型。其中,主梁采用梁单元来模拟,截面为箱形截面,外轮廓高 1 m,宽 10

收稿日期:2014-01-09 责任编辑:刘宪福 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdkxbzrb.2015.01.08

作者简介:李保俊(1986-),男,助理工程师。E-mail:libaojun282@163.com

李保俊.利用常规有限元软件实现无应力状态法[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2014,28(1):40-44.

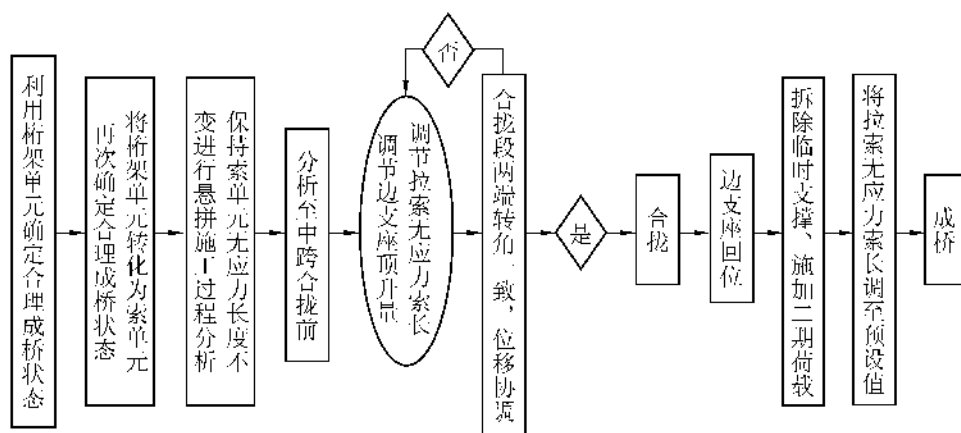


图1 无应力状态法实现流程图

m, 上下缘厚 16 mm, 腹板厚 18 mm, 材料为 Q235; 桥塔同样采用梁单元来模拟, 采用边长 5 m 的实心方形截面, 材料为 C50; 拉索采用桁架(施工过程用索单元)模拟, 其截面为直径 80 mm 的圆, 材料为 strand1860。关于斜拉索的布置: 最内侧一根拉索上锚点距离主梁形心 24.5 m, 下锚点距桥塔轴线 10 m, 拉索梁端间距 10 m, 塔端间距 2.5 m, 每座塔对称支撑 6 对拉索, 左右两塔完全对称; 塔墩连续, 梁墩之间通过支座连接, 为半漂浮体系, 塔梁之间支座采用节点弹性连接来模拟, 而边跨支点采用节点支撑来模拟; 全桥共计节点 131 个, 单元 152 个, 其中梁单元 128 个, 桁架(索)单元 24 个。主要荷载: 结构自重; 二期: 39.2 kN/m; 挂篮荷载: 200 kN。Midas Civil 建立的全桥有限元模型以及拉索编号见图 2。

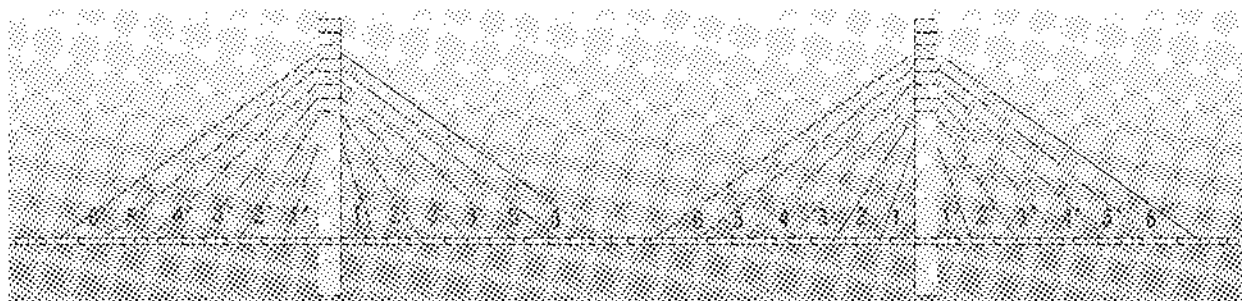


图2 单索面三跨斜拉桥模型

## 2.2 设计合理成桥状态

关于合理成桥状态的确定有多种方法, 如最小能量法<sup>[6]</sup>, 零位移法<sup>[7]</sup>等, 而采用不同方法, 不同设计人员设计的成桥状态也各不相同, 由于不是本文论述的重点, 下面直接通过一次成桥给出该模型的两种成桥的状态。一种状态采用桁架单元来模拟斜拉索, 另一种状态则采用索单元来模拟斜拉索。

### 2.2.1 桁架单元模拟拉索

为了便于通过影响矩阵来得到一个合理的成桥状态, 斜拉索暂时用线性特性的桁架单元来模拟, 在此条件下, 可以求得一个一次成桥状态, 在这个状态下的主梁弯矩、挠度以及拉索索力见图 3、图 5、图 7 (根据对称性, 只示出一半)。由图 3、图 5、图 7 可知, 在这样的一个设计成桥状态下, 主梁的内力均匀, 挠度也很小, 仅为 11.8 mm, 可以认为这个设计成桥状态是合理的。

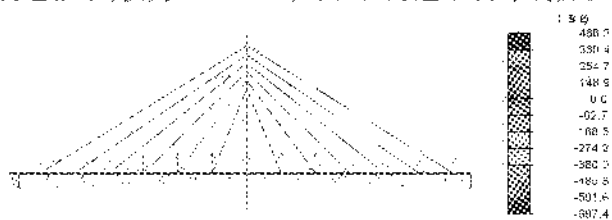


图3 一次成桥状态主梁弯矩

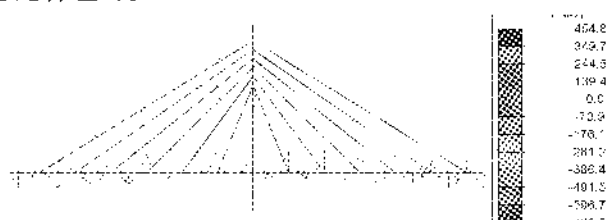


图4 一次成桥状态主梁弯矩

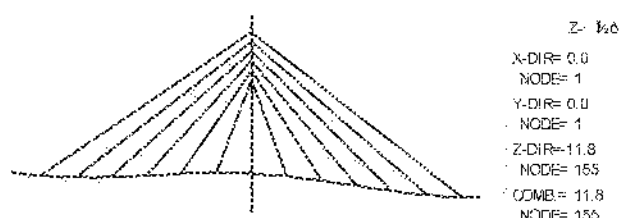


图 5 一次成桥状态主梁位移

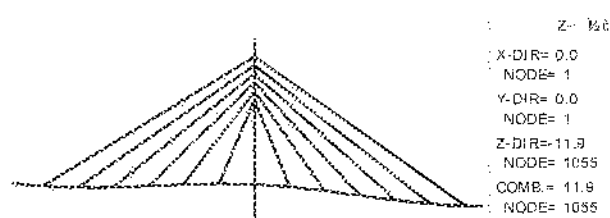


图 6 一次成桥状态主梁线形

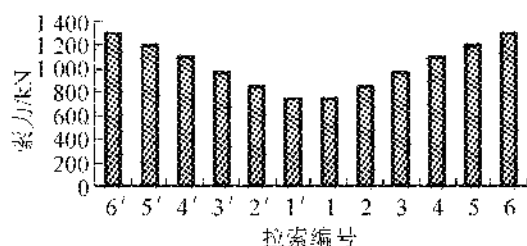


图 7 一次成桥状态拉索索力

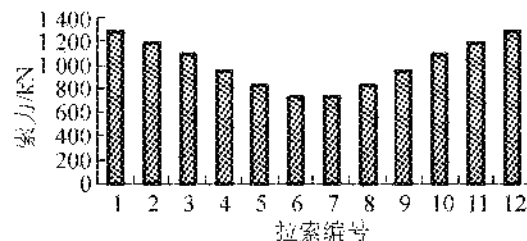


图 8 一次成桥状态斜拉索索力

### 2.2.2 索单元模拟拉索

进行无应力状态施工过程分析需要用到拉索无应力长度的概念,故将桁架单元转化为具有非线性特征的索单元来模拟,在建立索单元时,将上述成桥状态下桁架单元的初张力作为索单元的固有特性来输入,由此得到一次成桥时主梁的弯矩、挠度以及拉索索力见图 4、图 6、图 8(根据对称性,只示出一半)。显然,此状态也是一个合理的成桥状态。在一次成桥计算完毕后,程序便会输出此状态下各索单元的无应力长度等信息(见表 1),这些信息将用于无应力法施工过程模拟分析。

表 1 一次成桥状态斜拉索单元信息(单塔)

| 拉索<br>编号 | 总长/m     | 无应力<br>长度/m | 垂度/m    | 倾斜角/(°)  |          | 拉索<br>编号 | 总长/m     | 无应力<br>长度/m | 垂度/m    | 倾斜角/(°)  |          |
|----------|----------|-------------|---------|----------|----------|----------|----------|-------------|---------|----------|----------|
|          |          |             |         | 下端       | 上端       |          |          |             |         | 下端       | 上端       |
| 6'       | 70.487 8 | 70.395 2    | 0.190   | 31.140 1 | 32.181 5 | 1        | 26.463 3 | 26.443 5    | 0.046 9 | 67.640 2 | 67.944 5 |
| 5'       | 60.744 4 | 60.670 9    | 0.153 1 | 34.136   | 35.077 7 | 2        | 33.603 4 | 33.574 8    | 0.066 6 | 53.202 9 | 53.738 3 |
| 4'       | 51.222 1 | 51.165 4    | 0.119   | 38.250 1 | 39.073 4 | 3        | 42.078 5 | 42.037 5    | 0.091 3 | 44.169 9 | 44.871 8 |
| 3'       | 42.071 5 | 42.030 5    | 0.091 2 | 44.169 9 | 44.871 9 | 4        | 51.230 1 | 51.173 4    | 0.119   | 38.252 3 | 39.075 6 |
| 2'       | 33.597 8 | 33.569 2    | 0.066 6 | 53.206 5 | 53.741 9 | 5        | 60.753 2 | 60.679 8    | 0.153 2 | 34.139 6 | 35.081 6 |
| 1'       | 26.46    | 26.440 2    | 0.047   | 67.648 8 | 67.953 3 | 6        | 70.497 3 | 70.404 8    | 0.190 2 | 31.144 5 | 32.186 7 |

## 2.3 施工过程分析

### 2.3.1 本模型采用悬臂法施工,具体模拟过程

- (1)激活墩塔,施加自重荷载。
- (2)激活墩旁临时支撑,安装 0#块主梁,激活墩上支座,并临时锁定其纵桥向自由度。
- (3)激活挂篮荷载,采用切线安装的方式激活 1#块主梁,并激活 1#和 1#'拉索。
- (4)移动挂篮荷载至下一阶段,采用切线安装的方式激活 2#块主梁,并激活 2#和 2#'拉索。
- (5)重复以上步骤,施工至 6#块主梁。
- (6)激活边跨合龙段。
- (7)采用变形前激活的方式,激活边跨支座。
- (8)利用单元温度荷载改变拉索无应力长度,使得合龙段两端位移一致、转角连续。
- (9)激活中跨合龙段,钝化挂篮荷载。
- (10)钝化临时支撑:墩旁支撑、支座的纵向锁定。
- (11)去掉索单元温度荷载,恢复拉索无应力长度至原预设值。
- (12)施加二期荷载,达到成桥状态。

### 2.3.2 注意事项

- (1)在施工计算分析中,斜拉索需要用索单元来模拟,在建立索单元时,其固有特性的输入与前面所



用的初张力不同,此处输入无应力长度来表征其固有特征,而各索的无应力长度信息取自表 1,这样在不采取措施改变拉索无应力长度的前提下,在施工过程中,拉索的无应力长度将保持不变,并与一次成桥得到的无应力长度一致。

- (2) 在施工过程中,主梁通过切线安装的方式激活,这样便保证了在拼装过程中主梁的曲率连续。
- (3) 由于采用索单元模拟斜拉索,在施工分析中需打开大位移非线性选项,以计入其垂度效应。
- (4) 模型中没有计入混凝土墩塔的收缩和徐变影响。
- (5) 边支点顶升的也是实现合龙段两端转角一致的施工措施之一,但在本施工过程模拟分析中未用到。

2.3.3 关键施工模拟分析结果

(1) 悬拼至中跨合龙前,在未改变拉索的无应力索长的情况下,合龙段两端位移达 140 mm,转角位移差 0.008 rad,见图 9、图 10。

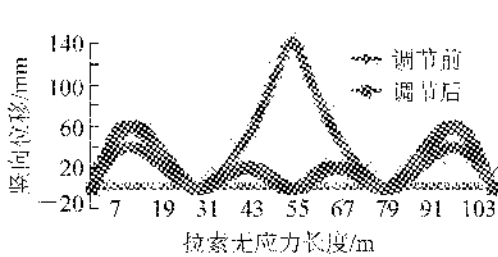


图 9 拉索无应力长度调整前后主梁的竖向位移

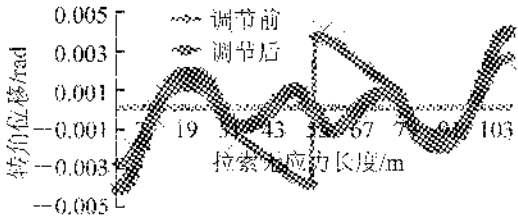


图 10 拉索无应力长度调整前后主梁的转角位移

(2) 通过施加单元温度荷载改变拉索无应力长度,施加的单元温度荷载以及索无应力长度的变化见表 2,表 2 中温度荷载的正负:正值表示单元升温,负值表示单元降温。拉索单元无应力长度的改变:正值表示伸长,负值表示缩短。

(3) 改变拉索的无应力长度后,合龙段两端位移仅 9 mm,转角位移差 0.000 5 rad,两端转角已较为一致顺畅,见图 9、图 10。

(4) 中跨合龙后,拆除墩旁支撑和墩顶支座临时纵向锁定,并将拉索的无应力长度恢复至预设值,施加二期达到成桥后主梁的弯矩、线形、拉索索力见图 11 ~ 图 13。

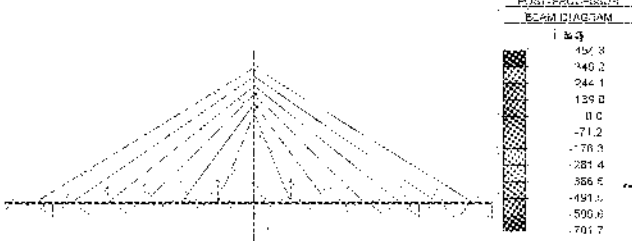


图 11 施工完毕后主梁的弯矩

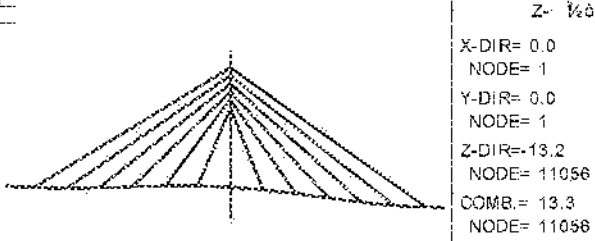


图 12 施工完毕后主梁的竖向位移

表 2 拉索单元无应力长度的调整(单塔)

| 拉索<br>编号 | 预设的无应<br>力长度/m | 单元温度<br>荷载/(°) | 无应力长度<br>改变量/m | 改变后的无<br>应力长度/m | 拉索<br>编号 | 预设的无应<br>力长度/m | 单元温度<br>荷载/(°) | 无应力长度<br>改变量/m | 改变后的无<br>应力长度/m |
|----------|----------------|----------------|----------------|-----------------|----------|----------------|----------------|----------------|-----------------|
| 6'       | 70.395 2       | 80             | 0.067 6        | 70.462 8        | 1        | 26.443 5       | 40             | 0.012 7        | 26.456 2        |
| 5'       | 60.670 9       | 80             | 0.058 2        | 60.729 1        | 2        | 33.574 8       | 40             | 0.016 1        | 33.590 9        |
| 4'       | 51.165 4       | 60             | 0.036 8        | 51.202 2        | 3        | 42.037 5       | 40             | 0.020 2        | 42.057 7        |
| 3'       | 42.030 5       | 40             | 0.020 2        | 42.050 7        | 4        | 51.173 4       | 60             | 0.036 8        | 51.210 2        |
| 2'       | 33.569 2       | 40             | 0.016 1        | 33.585 3        | 5        | 60.679 8       | 50             | 0.036 4        | 60.716 2        |
| 1'       | 26.440 2       | 40             | 0.012 7        | 26.452 9        | 6        | 70.404 8       | 70             | 0.059 1        | 70.463 9        |

2.4 结果对比

将一次成桥状态的结果和经过施工过程达到的成桥状态进行对比,两者的差值如图 14 ~ 图 16 所示。可见,通过改变拉索的无应力长度,使得合龙段两端的位移一致、转角连续,待主梁合龙后,再将拉索

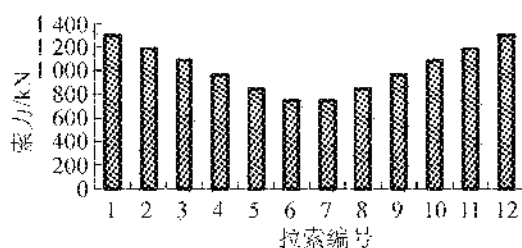


图 13 施工完后拉索索力

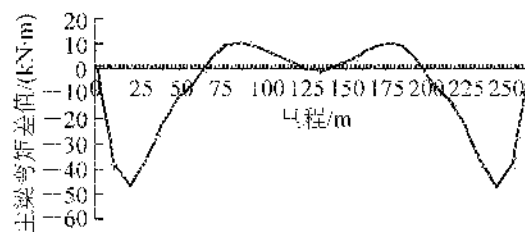


图 14 成桥状态主梁弯矩差值

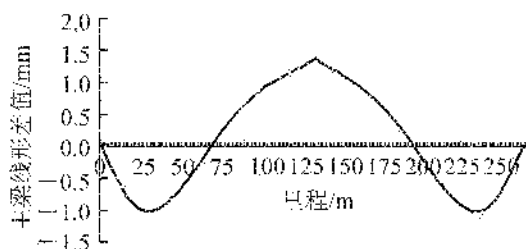


图 15 成桥状态主梁线形差值

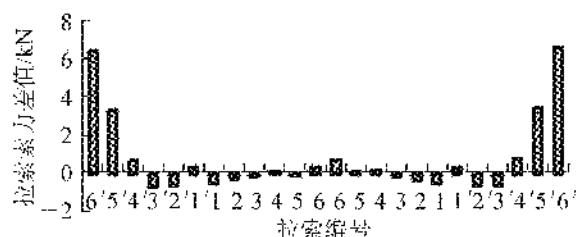


图 16 成桥状态拉索索力差值

无应力长度调至预设值,最终达到的成桥状态与一次成桥状态非常接近,造成两者有微小差别的原因在于合龙段两端的转角并非严格完全的一致。但在实际工程应用中,只要合龙段两端转角差控制在一定工程精度范围内,即可满足要求。

## 5 结论

(1)虽然没有内置的专门模块,仍可以通过 MIDAS Civil 运用无应力状态法对钢箱梁斜拉桥进行施工过程分析。

(2)利用无应力状态法进行施工分析,需要保证最终成桥时拉索的无应力索长为预设值,同时主梁在分阶段安装时要保证曲率连续。

(3)在施工中,有时必须通过调节索力来保证结构的安全,这时也可以通过 MIDAS Civil 软件的单元温度荷载功能来改变拉索的无应力索长,而在实际的施工过程中,拉索无应力索长的改变可以通过控制其拔出量来实现。

(4)本文重在提出实现无应力状态法的实现方法和流程,除 MIDAS Civil 软件外,也可以借助其他软件平台来实现。

## 参 考 文 献

- [1] 秦顺全. 分阶段施工桥梁的无应力状态控制法[J]. 桥梁建设, 2008(1): 8-14.
- [2] 秦顺全. 桥梁施工控制-无应力状态法理论与实践[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007.
- [3] 秦顺全. 无应力状态控制法斜拉桥安装计算的应用[J]. 桥梁建设, 2008(2): 13-16.
- [4] 符强, 李延强. 确定斜拉桥施工索力的正装倒拆优化法[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2012, 25(3): 33-37.
- [5] 贾优秀. 离石高架桥 3 号斜拉桥线型控制技术[J]. 山西交通科技, 2005(S1): 107-109.
- [6] 黄侨, 吴红林. 确定斜拉桥成桥索力多约束条件下最小能量法[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2004, 39(2): 288-291.
- [7] 颜东煌, 李学文. 混凝土斜拉桥合理成桥状态确定的分布算法[J]. 中国公路学报, 2003, 16(1): 43-46.

(下转第 57 页)

# 重载运输条件下铁路下承式钢桁梁力学行为分析

徐新利

(朔黄铁路发展有限责任公司, 河北 肃宁 062350)

**摘要:**以下承式铁路钢桁梁为研究对象,采用理论分析与现场试验相结合的方法,对重载列车作用下64 m单线简支、64 m双线简支和64 m双线连续下承式钢桁梁各杆件的力学特性进行分析。得知,中-活载作用下双线简支下承式钢桁梁重车侧结构杆件挠度和应力最大,单线简支下承式钢桁梁次之,双线连续下承式钢桁梁最小;运营重载列车作用下双线连续下承式钢桁梁横向振幅和横向加速度最小,双线简支下承式钢桁梁桥次之,单线简支下承式钢桁梁桥最大。

**关键词:**下承式钢桁梁;挠度;应力增量;动力响应

**中图分类号:**U443 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0045-06

## 0 引言

目前铁路下承式钢桁梁主要包括单线简支、双线简支、双线连续等形式,相同列车荷载作用下3种桥梁结构各杆件的受力特点有所区别,结合朔黄铁路既有下承式钢桁梁桥型,通过有限元计算分析和运营性能试验,对3种结构各构件静、动力特性进行分析,分析3种结构力学特性的优劣,将受力最不利桥型作为日常养护管理重点,各结构中受力最薄弱构件要作为今后养护管理中的重中之重,以确保桥梁运营安全。

## 1 钢桁梁受力特点理论分析

下承式钢桁梁桥主要由桥面、桥面系、主桁、联结系、制动撑架和支座等部分组成<sup>[1]</sup>,典型下承式钢桁梁桥结构构造简图如图1所示。

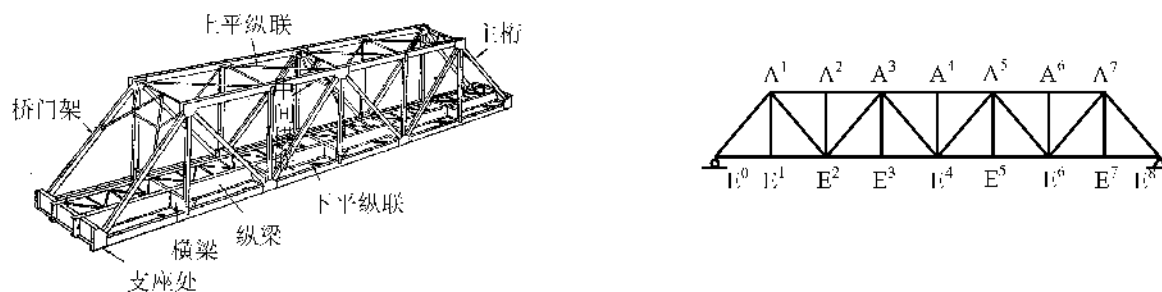


图1 64 m下承式钢桁梁结构构造与杆件编号简图

### 1.1 简支钢桁梁受力特点分析

简支钢桁梁桥斜杆内力(包括端斜杆内力)影响线如图2(a)所示,上、下弦杆内力影响线如图2(b)所示。

上、下弦杆影响线面积 $\Omega_{\text{弦}} = l_1 l_2 / 2H$ ,斜杆影响线面积 $\Omega_1 = m^2 d / 2(n-1) \sin \theta$ 和 $\Omega_2 = -(n-m-1)^2 d / 2(n-1) \sin \theta$ ,斜杆影响线面积总和 $\sum \Omega = \Omega_1 + \Omega_2 = (2m-n+1)d / 2 \sin \theta$ 。影响线面积为正表

收稿日期:2014-01-12 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxbsxb.2015.01.09

作者简介:徐新利(1966-),男,高级工程师,主要从事铁道工程的研究。E-mail:15833952282@163.com

徐新利.重载运输条件下铁路下承式钢桁梁力学行为分析[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2015,28(1):45-49.

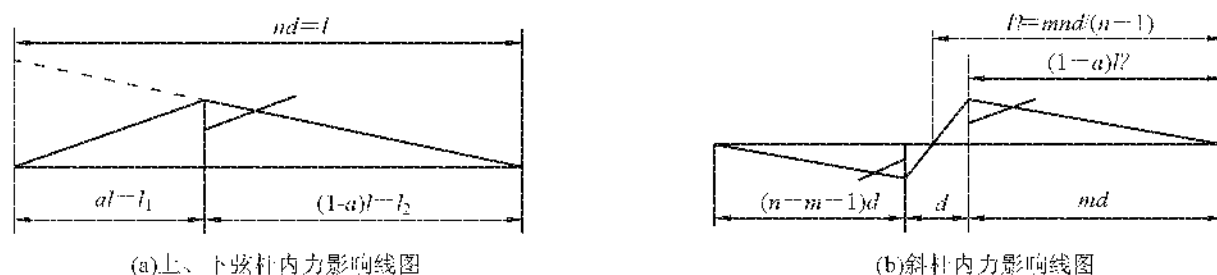


图 2 64 m 下承式钢桁梁杆件内力影响线图

明杆件为受拉杆件,影响线面积为负表明杆件为受压杆件。

活载产生内力为活载换算均布荷载与相应影响线面积的乘积,换算均布荷载是影响线加载长度  $l$  与顶点位置  $\alpha$  二者的函数,他们之间的函数关系反映在《铁路桥梁检定桥规》<sup>[2]</sup>附录 D 所列的公式及表格中,依据  $l$  和  $\alpha$  从表中查得每线换算均布活载  $k$ 。对单线简支钢桁梁桥而言不存在偏载现象,则两片主桁架各分担一半换算均布荷载既换算均布荷载横向分布系数为 0.5,对于双线简支梁桥,在偏载最不利情况下,按杠杆原理计算荷载横向分布系数,重车侧主桁架承受换算均布荷载的 0.706。简支单线钢桁梁和简支双线钢桁梁下弦杆及斜杆杆件内力计算值统计如表 1 所示。

## 1.2 连续钢桁梁受力特点分析

连续桁梁为超静定结构,采用等截面惯性矩梁法(该方法只适用于与平行弦的连续桁梁)对结构杆件内力进行分析,该方法是利用具有等截面惯性矩的连续梁的弯矩影响线,将连续梁某位置处的弯矩影响线作为连续钢桁梁相应节点位置的弯矩影响线,得到连续钢桁梁上、下弦杆的内力,利用等截面惯性矩的连续梁的剪力影响线,确定连续钢桁梁斜杆的内力。

采用文献[3]中确定多跨连续梁精确影响线的简便方法确定 3 跨连续梁各点的弯矩和剪力影响线,对于各截面的弯矩影响线按式(1)计算

$$\begin{cases} M_k = M_k^0 - (l - a)M_{i-1}/l + aM_i/l \\ Q_k = Q_k^0 + (M_i - M_{i-1})/l \end{cases} \quad (1)$$

式中,  $M_k$  为连续梁某一截面处弯矩;  $M_k^0$  为相应简支梁在该截面处的弯矩;  $M_{i-1}$  为相应简支梁  $i-1$  端弯矩;  $M_i$  为相应简支梁  $i$  端弯矩;  $Q_k$  为连续梁某一截面处剪力;  $Q_k^0$  为相应简支梁在该截面处的剪力;  $l$  为该跨连续梁长度;  $a$  为截面位置距该跨  $i-1$  端的距离。

例如要分析图 1 中  $E^2E^4$  下弦杆的内力,可线画出具有等截面惯性矩的连续梁在 A 位置处的弯矩影响线,并把它作为连续钢桁梁  $A^3$  处的弯矩影响线,通过影响线面积积分求出  $A^3$  处弯矩  $M^3$ ,从而求得  $E^2E^4$  杆内力为  $M^3/h$  ( $h$  为主桁高度)。若要分析斜杆  $A^3E^4$  内力,可先求出等截面连续梁在 B 截面位置处的剪力影响线, B 点的位置对应的为  $E^3E^4$  杆的中点位置,将连续梁 B 点剪力影响线作为  $E^3E^4$  的剪力影响线,由此求得斜杆  $A^3E^4$  的内力。按相同的方法计算得到连续钢桁梁各杆件在中-活载作用下的内力值计算表如表 1 所示。

表 1 64 m 钢桁梁下弦杆及斜杆内力统计表

| 杆件名称 |                               | 影响线面积/m <sup>2</sup> |        |        | 换算均布荷载 |       |       | 内力/kN    |          |          |
|------|-------------------------------|----------------------|--------|--------|--------|-------|-------|----------|----------|----------|
|      |                               | 简支单线                 | 简支双线   | 连续双线   | 简支单线   | 简支双线  | 连续双线  | 简支单线     | 简支双线     | 连续双线     |
| 下弦杆  | E <sup>0</sup> E <sup>2</sup> | +20.36               | +20.36 | +14.34 | 48.4   | 67.8  | 67.8  | 985.4    | 1 380.4  | 972.3    |
|      | E <sup>2</sup> E <sup>4</sup> | +43.64               | +43.64 | +30.7  | 46.0   | 64.4  | 64.4  | 2 007.4  | 2 810.4  | 1 977.1  |
| 斜杆   | E <sup>0</sup> A <sup>1</sup> | -34.62               | -34.62 | -24.4  | 48.4   | 67.8  | 67.8  | -1 675.6 | -2 347.2 | -1 654.3 |
|      | A <sup>1</sup> E <sup>2</sup> | +25.44               | +25.44 | +17.9  | 49.8   | 69.7  | 69.7  | 1 266.9  | 1 773.2  | 1 247.6  |
|      | A <sup>1</sup> E <sup>2</sup> | -0.71                | -0.71  | -0.5   | 75.4   | 105.5 | 105.5 | -53.5    | -74.9    | -52.8    |
|      | E <sup>2</sup> A <sup>3</sup> | -17.67               | -17.67 | -12.4  | 51.3   | 71.8  | 71.8  | -906.5   | -1 268.7 | -890.3   |
|      | E <sup>2</sup> A <sup>3</sup> | +2.83                | +2.83  | +2.00  | 61.2   | 85.7  | 85.7  | 173.2    | 242.5    | 171.4    |
|      | A <sup>3</sup> E <sup>1</sup> | +11.31               | +11.31 | +7.96  | 53.1   | 74.4  | 74.4  | 600.6    | 841.5    | 592.2    |
|      | A <sup>3</sup> E <sup>4</sup> | -6.36                | -6.36  | -4.5   | 56.3   | 78.8  | 78.8  | -358.1   | -501.2   | -354.6   |



对比单线简支钢桁梁、双线简支钢桁梁和双线连续钢桁梁各杆件在中-活载作用下内力计算数据可知,双线简支钢桁梁最小、单线简支钢桁梁次之、双线连续钢桁梁最大。

## 2 下承式钢桁梁静力性能分析

采用有限元计算软件 MIDAS/Civil 建立了 64 m 单线简支下承式钢桁梁、64 m 双线简支下承式钢桁梁及 3 跨 64 m 双线连续下承式钢桁梁桥计算模型,计算了中-活载及 C64、C70、C80 等重载列车荷载作用下,3 种桥梁结构的下弦杆挠度、下弦杆及斜杆应力增量等结构响应,对比分析 3 种结构计算数据,总结各杆件静力特性的普遍规律,对 3 种结构形式受力特点的优劣进行评价。

### 2.1 下弦杆挠度分析

列车荷载作用下单线下承式钢桁梁两侧桁架下挠均匀,双线下承式钢桁梁桥由于列车偏载作用,导致重车侧挠度比轻车侧大,中-活载荷载作用下单线简支、双线简支、双线连续下承式钢桁梁重车侧下弦杆挠度计算结果如图 3 所示。

由图 3 中数据可知,中-活载作用下下承式钢桁梁下弦杆挠度由两端向跨中逐渐增大,双线桥梁由于偏载作用,下弦杆挠度重车侧比轻车侧大,差值均在 35% 以上。相同车辆荷载作用下,简支双线下承式钢桁梁重车侧下弦杆挠度最大,单线简支下承式钢桁梁两侧下弦杆挠度次之,双线连续下承式钢桁梁重车侧下弦杆挠度最小。

### 2.2 杆件内力分析

#### 2.2.1 下弦杆应力分析

下弦杆位于下承式钢桁梁横截面的下缘,在竖向列车荷载作用产生的弯矩作用下,桁架架构上部受压,下部受拉,因此桁架下弦杆所受应力为拉应力,通过有限元模型计算得到中-活载作用下 3 种钢桁梁下弦杆应力增量统计数据可以看出,单线下承式钢桁梁桥下弦杆轴向应力为拉应力,最大拉应力出现在跨中下弦杆,最小拉应力出现在  $E^1E^2$  杆处。双线下承式钢桁梁桥下弦杆轴向应力分布基本对称,两端两个节段应力较小,第三节点开始应力突增,中间 4 个节段应力大小基本一致。3 种桥梁结构相比轴向应力双线简支钢桁梁结构较大,单线简支钢混梁结构次之,双线连续钢桁梁结构梁最小。

#### 2.2.2 斜杆应力分析

下承式钢桁梁桁架斜杆处于截面腹板位置,作为上、下弦杆传力构件,主要承受剪力,表现在构件内力中为轴向应力<sup>[4]</sup>。计算分析列车荷载作用下 3 种桥梁结构各斜杆的内力情况,对荷载作用下各斜杆的内力进行比较总结。3 种结构桁架斜杆  $E^0A^1$ 、 $A^1E^2$ 、 $E^2A^3$ 、 $A^3E^4$  在列车荷载作用下应力增量计算图分别如图 4~图 7 所示。

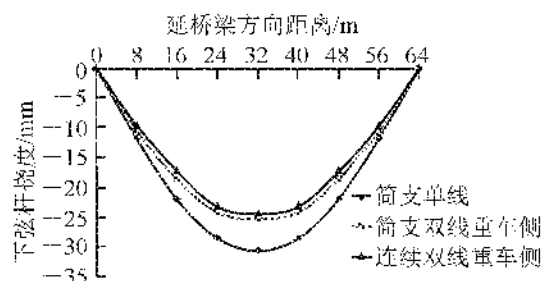


图3 下弦杆挠度沿梁长方向分布规律

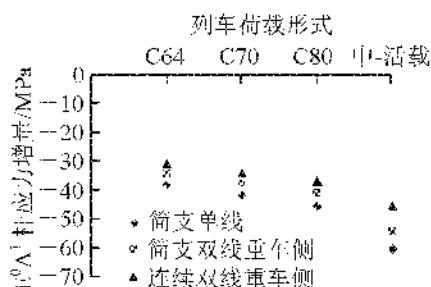


图4  $E^0A^1$ 杆轴向应力增量图

由图中数据可知,3 种结构中桥门架斜杆  $E^0A^1$  杆均为受压杆件,其中双线连续梁由于反弯矩作用在桥门架斜杆出现拉应力但应力值很小,相同列车荷载作用下,3 种下承式钢桁梁结构桥门架斜杆应力增量相比,双线简支下承式钢桁梁最大、单线简支次之、双线连续下承式钢桁梁最小。

分析列车荷载作用下  $A^1E^2$  杆应力增量计算情况可知,3 种下承式钢桁梁桥结构中, $A^1E^2$  杆件均为受拉杆件,在双线连续下承式钢桁梁中该构件出现很小压应力,最大压应力为最大拉应力的 13%,相同列车荷载作用下,3 种下承式钢桁梁结构  $A^1E^2$  杆件应力增量相比,双线简支下承式钢桁梁结构最大,单线简支

下承式钢桁梁结构次之,双线连续下承式钢桁梁结构最小。

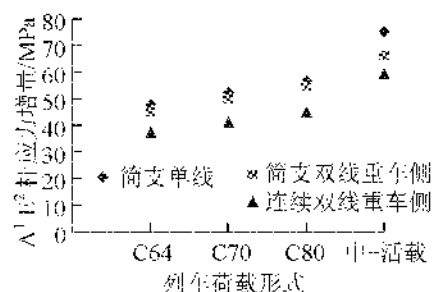


图 5 A<sup>1</sup>E<sup>2</sup> 杆轴向应力增量图

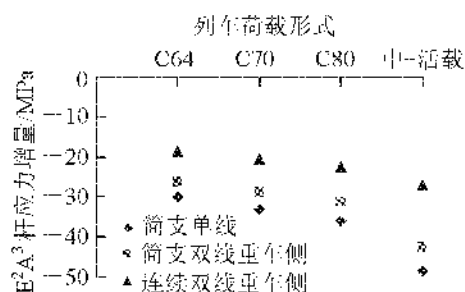


图 6 E<sup>2</sup>A<sup>3</sup> 杆轴向应力增量图

分析列车荷载作用杆件应力增量计算情况可知,3 种下承式钢桁梁结构中 E<sup>2</sup>A<sup>3</sup> 杆件均为受压杆件,在双线连续下承式钢桁梁中该构件出现拉应力,最大拉应力为最大压应力的 30%。相同列车荷载作用下,3 种下承式钢桁梁结构 E<sup>2</sup>A<sup>3</sup> 杆件应力增量相比,双线简支下承式钢桁梁最大,简支下承式钢桁梁结构次之,连续双线下承式钢桁梁结构最小。

分析列车荷载作用下杆件应力计算情况可知,3 种桥梁结构中 A<sup>3</sup>E<sup>1</sup> 杆件均为拉压杆件,与最大压应力增量相比最大拉应力增量较大。相同列车荷载作用下,3 种下承式钢桁梁结构 A<sup>3</sup>E<sup>1</sup> 杆最大拉、压应力增量相比,双线简支下承式钢桁梁结构最大,单线简支下承式钢桁梁结构次之,双线连续下承式钢桁梁结构最小。

通过各斜杆应力分析可知,下承式钢桁梁桥斜杆从两端向跨中所受应力依次为压应力、拉应力、压应力和拉压应力交替。通过对比相同列车荷载作用下 3 种下承式钢桁梁桥结构各斜杆最大应力增量情况可知,3 种下承式钢桁梁结构中双线简支下承式钢桁梁重车侧应力最大,单线简支下承式钢桁梁次之,双线连续下承式钢桁梁重车侧最小。

### 3 结构动力性能分析

通过对朔黄铁路 3 座下承式钢桁梁桥进行运营性能试验,得到运营列车荷载作用下的,结构跨中横向振幅、跨中横向加速度、跨中动挠度、动应变动力系数等动态性能指标<sup>15</sup>,对 3 种下承式钢桁梁结构横向刚度和动力性能进行对比研究。

运营性能试验荷载主要为过路运营列车其中 64 m 单线简支下承式钢桁梁桥(朔黄铁路 243<sup>#</sup>桥)与 64 m 双线简支下承式钢桁梁桥(朔黄铁路 159<sup>#</sup>桥)试验工况包括 C64 单列、C70 单列、C70 万 t、C80 单列和 C80 万 t 等,5 跨连续下承式钢桁梁(桥跨形式 48 m+3×64 m+48 m,黄万 30<sup>#</sup>桥)试验工况为 C64 单列、C80 单列。

#### 3.1 跨中横向振幅

运营列车荷载作用下桥跨结构跨中横向振幅是反映结构横向刚度的最直接指标,横向振幅过大表明桥梁结构横向刚度较小,容易导致列车脱轨等事故,在运营列车荷载作用下 64 m 单线简支下承式钢桁梁、64 m 双线简支下承式钢桁梁及 64 m 双线连续下承式钢桁梁跨中横向振幅最大值分布图如图 8 所示<sup>16-81</sup>。

3 种下承式钢桁梁桥跨中横向振幅实测最大值均小于《铁路桥梁检定规范》所规定的通常值和安全限值,表明 3 种下承式钢桁梁结构在现行列车荷载作用下横向刚度均满足规范要求。

由图 8 中数据可以看出,在相同列车荷载作用下 64 m 单线简支下承式钢桁梁桥桥跨跨中横向振幅最大,64 m 双线简支下承式钢桁梁桥次之,64 m 双线连续下承式钢桁梁桥最小。跨中横向振幅越大表明桥跨结构横向刚度越小,结构横向受力性能越差,因此 3 种形式下承式钢桁梁中横向受力性能相比,64 m 单线简支下承式钢桁梁最差,64 m 双线简支下承式钢桁梁次之,64 m 双线连续下承式钢桁梁最好。

#### 3.2 跨中横向加速度

桥跨结构的横向振动加速度反映了运营列车对桥跨结构冲击大小,为此在《铁路桥梁检定规范》中对

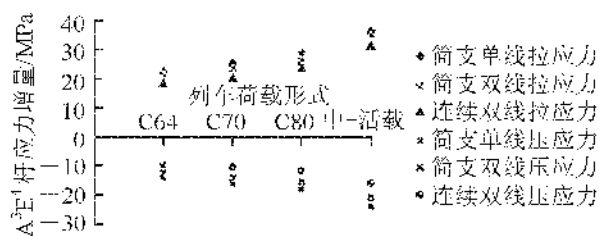


图7 A³E¹杆轴向应力增量图

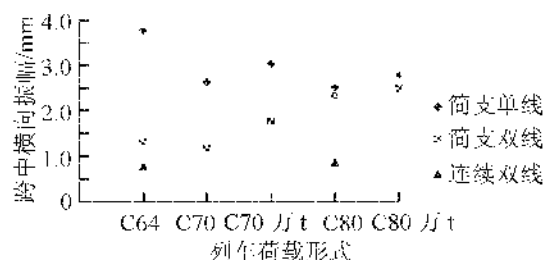


图8 列车荷载通过桥梁时跨中横向振幅最大值分布图

列车通过时,桥跨结构在荷载平面的横向振动加速度做了规定(不应超过1.4)。64 m单线简支下承式钢桁梁跨中横向加速度实测最大值为1.08、64 m双线简支下承式钢桁梁跨中横向加速度实测最大值为0.86 m/s<sup>2</sup>,64 m双线连续下承式钢桁梁跨中横向加速度实测最大值为0.38 m/s<sup>2</sup>。

由图中数据可知,3种下承式钢桁梁桥跨中横向加速度实测值最大值均小于《铁路桥梁检定规范》的所规定限值,表明3种下承式钢桁梁结构在现行列车荷载作用下横向刚度均满足规范要求。

相同列车荷载作用下桥跨结构跨中横向加速度相比,64 m单线简支下承式钢桁梁最大,64 m双线简支下承式钢桁梁次之,64 m双线连续下承式钢桁梁最小,说明列车荷载作用下引起桥跨冲击作用64 m双线连续下承式钢桁梁最小,64 m单线简支下承式钢桁梁最大。

## 4 结论

通过有限元计算分析结合运营性能实测数据对比分析主要结论如下:

(1)相同列车荷载作用下,单线简支钢桁梁、双线简支钢桁梁及双线连续钢桁梁3种结构下弦杆挠度由梁端向跨中逐渐增大,双线简支钢桁梁结构重车侧下弦杆挠度最大,单线简支钢桁梁结构次之,双线连续钢桁梁结构重车侧最小。

(2)相同列车荷载作用下,3种下承式钢桁梁结构下弦杆所受拉应力增量双线简支钢桁梁结构重车侧下弦杆挠度最大,单线简支钢桁梁结构次之,双线连续钢桁梁结构重车侧最小。桥门架腹杆由梁端向跨中截面所受轴向应力依次为压应力、拉应力、压应力和拉压应力交替出现,3种结构相比,双线简支钢桁梁结构重车侧最大,单线简支钢桁梁结构次之,双线连续钢桁梁结构重车侧最小。

(3)相同运营列车通过桥跨结构时,3种结构实测跨中最大横向振幅和跨中最大加速度相比,单线简支钢桁梁结构最大,双线简支钢桁梁结构次之,双线连续钢桁梁结构最小。

## 参 考 文 献

- [1] 苏彦江. 钢桥构造与设计[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 2006.
- [2] 中华人民共和国铁道部. 铁运函[2004]120号, 铁路桥梁检定规范[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2004.
- [3] 乔雅敏, 马兴国. 确定多跨连续梁桥影响线的简便方法[J]. 黑龙江工程学院学报: 自然科学版, 2005, 19(3): 39-44.
- [4] 陈玉麟, 叶梅新. 高速铁路下承式板桁结合梁的受力分析[J]. 中南大学学报: 自然科学版, 2004, 35(5): 849-855.
- [5] 同长虹, 韩龙武. 既有铁路桥梁的运营性能评价与检测[J]. 上海铁道科技, 2000(3): 14-16.
- [6] 石家庄铁道大学工程结构检测中心. 朔黄铁路跨京深高速公路特大钢桁梁桥检测报告[R]. 石家庄: 石家庄铁道大学, 2013.
- [7] 石家庄铁道大学工程结构检测中心. 朔黄铁路南运河特大桥上行线钢桁梁检测报告[R]. 石家庄: 石家庄铁道大学, 2013.
- [8] 石家庄铁道大学工程结构检测中心. 黄万铁路南港特大桥五跨连续钢桁梁桥检测报告[R]. 石家庄: 石家庄铁道大学, 2013.

(下转第53页)

# 道岔区利用纵挑横抬梁法防护线路设计

章有德, 孙 杰

(中铁工程设计咨询集团有限公司 济南设计院, 山东 济南 250022)

**摘要:**在既有线顶进框架桥,当桥上影响范围内有道岔时,通常采用纵挑横抬梁法防护线路。以焦作市文昌路既有7+16+7 m框架桥两侧各增加1-7 m框架为例进行分析设计,利用有限元软件建模分析加固体系统中的纵梁、横梁,确定纵梁、横梁的型号,明确了在影响加固道岔区的诸多控制因素中,道岔区轨道竖向位移为主要控制因素。另外,简单介绍了该工程线路防护及顶进施工步骤。

**关键词:**顶进框架桥;纵挑横抬梁法;防护线路;道岔区

**中图分类号:**U448.13 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0050-04

## 0 引言

以焦作市文昌路既有7+16+7 m框架桥两侧各增加1-7 m框架为例进行分析设计,新建框架顶共5股线路,影响范围内共6组道岔,线路加固采用纵挑横抬梁加固方法,下部采用 $\Phi 120$  cm挖孔桩支撑,单侧中继间顶进施工。

由于新建两座1-7 m框架桥位于岔区范围内,普通D型便梁无法使用,工程采用纵挑横抬法加固线路,纵挑横抬法优点在于灵活多变,适用于各种类型,并不受跨度限制;缺点为施工难度大,工程造价较高,对线路干扰时间较长。现对该法在实际工程中应用进行理论受力分析设计,包括横梁、纵梁设计;并对施工工序进行介绍。

## 1 工程概况

工程位于焦作市待王站内,文昌路既有7 m+16 m+7 m框架桥下穿站内各股线路。框架两侧接引道顺接文昌路。在既有桥两侧各增设1-7 m框架,项目地理位置及增设框架位置见图1、图2。该桥为道路工程贯通的控制性工程,若建成该立交桥并拓宽道路,完善焦作市交通网络,对加快焦作市城市建设和经济发展,具有非常重要意义。

## 2 横梁、纵梁受力分析

### 2.1 横梁受力分析

分析横梁,从平面位置可看出,在图2中右侧垂直于线路的一排桩上横梁,跨度为12.41 m,为最不利位置,取此处一根横梁作为分析对象,架设两列列车同时上桥,横梁以上荷载有:两列车所产生的中-活载(乘以相应的折减系数)<sup>[1]</sup>,近视转化为作用于两根横梁处对应位置的集中荷载、横梁以上工字钢小纵梁恒载、3-5-3型吊轨恒载、枕木以及钢轨恒载。拟选取H428×407×20×35型和H498×432×45×70型钢横梁两种,纵梁与桩之间采用连续梁结构进行模拟。

在既有线路顶进框架桥设计中,桥上加固范围内如果有道岔,岔区设备对轨道变形非常敏感。规范中,当为限速标准时,轨道动态不平顺管理值对于本线路级别为15 mm<sup>[2]</sup>;道岔轨道静态几何尺寸容许偏

收稿日期:2014-02-20 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxbsxb.2015.01.10

作者简介:章有德(1981-),男,工程师,硕士,主要从事桥梁工程研究。E-mail:youdezhang@163.com

章有德,孙杰.道岔区利用纵挑横抬梁法防护线路设计[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,28(1):50-53.



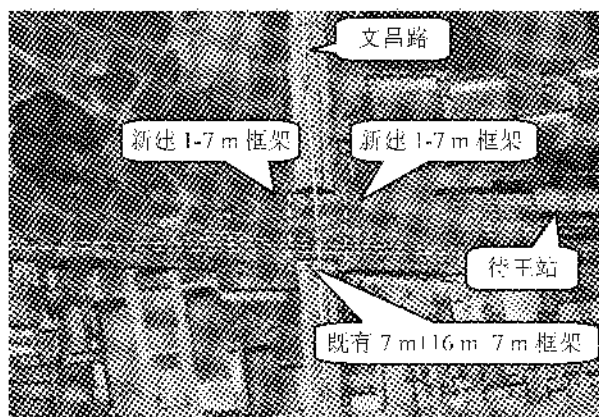


图1 项目地理位置示意图

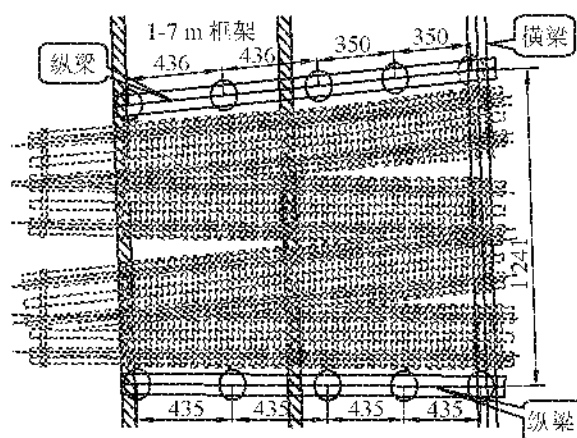


图2 线路加固部分平面图(横梁仅示一组)(单位:cm)

差管理值为 5 mm<sup>[2]</sup>;各铁路局对道岔区防护也非常重视,例如济南铁路局对岔区要求为零变形,来确保道岔设备正常运转,但在设计中要满足此要求,几乎不可能,故只能在岔区处尽可能的减小轨道变形量,而本工程最不利处有两组道岔,考虑两列车同时开过,横梁必须做大做强,以保证轨道高低变形量尽可能小;根据以往设计经验,H428 横梁最大跨度为 10 m,才能满足变形要求,本工程横梁最大跨度达到 12.41 m,需进行检算分析。

采用有限元相关软件建模计算,横梁当选取 II428 × 407 × 20 × 35 型钢时,横梁变形形状最大位移 14 mm,横梁最大弯曲应力  $42\,213\text{ kN/m}^2 = 42.2\text{ MPa} < 140\text{ MPa}$ (容许值)<sup>[3]</sup>,横梁最大剪切应力  $17\,791.8\text{ kN/m}^2 = 17.8\text{ MPa} < 80\text{ MPa}$ (容许值)<sup>[13]</sup>;横梁当选取 H498 × 432 × 45 × 70 型钢时,横梁变形形状最大位移 4 mm,横梁最大弯曲应力  $22\,614.8\text{ kN/m}^2 = 22.6\text{ MPa} < 140\text{ MPa}$ (容许值),横梁最大剪切应力  $8\,347.2\text{ kN/m}^2 = 8.347\text{ MPa} < 80\text{ MPa}$ (容许值)。II498 × 432 × 45 × 70 型计算结果如图 3 ~ 图 5 所示。

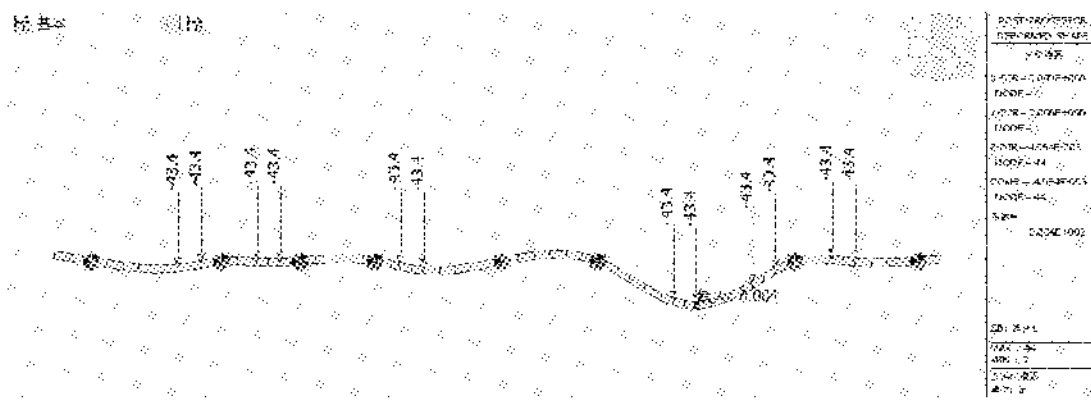
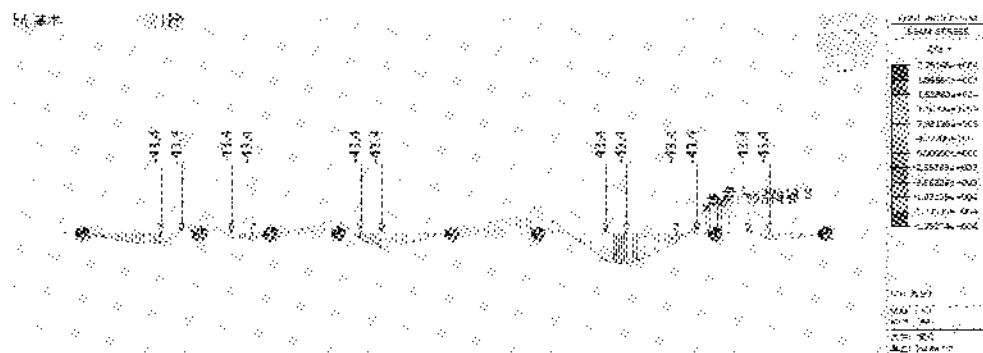


图3 横梁变形形状,最大位移 4 mm

图4 横梁最大弯曲应力  $22\,614.8\text{ kN/m}^2 = 22.6\text{ MPa}$ 

根据计算结果,该道岔区域应选取 II498 × 432 × 45 × 70 钢横梁,安全可靠,轨道变形较小,满足规范

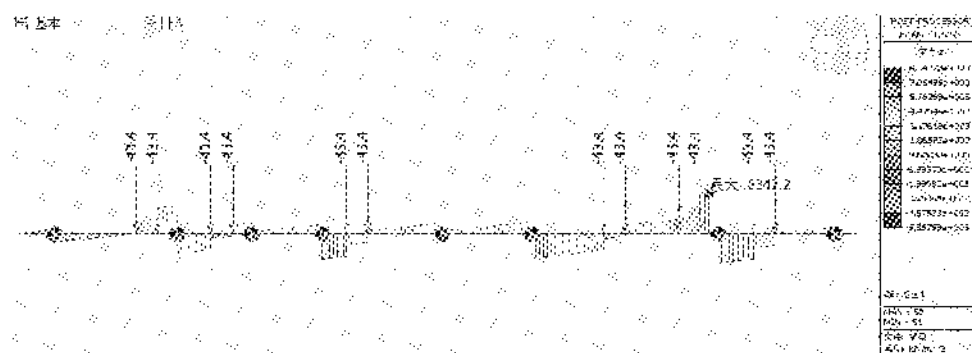


图 5 横梁最大剪切应力  $8\,347.2\text{ kN/m}^2 = 8.347\text{ MPa}$

及实际检修要求;同理,对该工程中其它几处道岔区敏感区域进行分析检算,合理选取横梁型号。

## 2.2 纵梁受力分析

与分析横梁方法类似,如图 2 所示,取最不利位置,两组道岔处区域,纵梁平行于线路作用在挖孔桩上,假设两列列车同时过桥,纵梁以上荷载有:两列车所产生的中-活载(乘以相应的折减系数)、横梁恒载、小纵梁恒载、3-5-3 型吊轨恒载、枕木以及钢轨恒载。拟选取 H428×407×20×35 型钢纵梁,纵梁与桩之间采用连续梁结构进行模拟。经计算,输出结果为:纵梁变形形状,最大位移 1 mm,纵梁最大弯曲应力  $57\,033.6\text{ kN/m}^2 = 57.0\text{ MPa}$ ,纵梁最大剪切应力  $52\,447\text{ kN/m}^2 = 52.4\text{ MPa}$ ,均满足规范。纵梁采用 H428×407×20×35 型钢。

# 3 线路防护及顶进施工步骤

## 3.1 线路防护施工步骤

新建下穿铁路框架桥位于车站咽喉区,框架桥采用宽翼缘大刚度的 H 型钢纵横抬梁加固铁路线路。

线路防护施工可大体分以下几个步骤<sup>[16]</sup>:

第一步:抽换枕木(砼枕换木枕),木枕尺寸为  $280\text{ cm} \times 16\text{ cm} \times 24\text{ cm}$ ,道岔影响范围内岔枕尺寸应根据实际调整,确保符合轨道施工要求。

第二步:对各股线分别设“3-5-3”P43 吊轨,道岔区设“3-3”P43 吊轨;并在轨底枕木下设置小纵梁,并将一股线路下小纵梁通过横向连接成整体。

第三步:施工线间及线路两侧挖孔桩及端部钻孔桩及盖梁。

第四步:安装 H428×407×20×35 型钢纵梁。

第五步:横穿 H428×407×20×35 横梁及 H498×432×45×70 横梁。

## 3.2 顶进施工步骤

第一步:箱体浇筑完毕,中继间顶进至箱体前端距第一排桩边缘 1.0 m 处,将横梁稳定支撑于箱体上。

第二步:箱体顶进至第一排桩边缘最小距离 0.3 m 处,横梁稳定支承于箱体后,拆除箱体范围内第一排排桩及 H428×407×20×35 型钢纵梁,继续顶进。

第三步:箱体陆续顶进离第二至八排桩边缘最小距离 0.3 m 处,横梁稳定支承于箱体后,拆除箱体范围内第二至八排桩及 H428×407×20×35 型钢纵梁,继续顶进至设计位置。

第四步:箱体两侧路桥过渡段回填级配碎石并注浆,确保铁路刚度平稳过渡,最后拆除箱体范围外纵横梁及线路加固设施,恢复线路。

# 4 结语

利用纵挑横抬梁法防护既有线路,施工难度大,周期长,尤其对道岔区防护时,应保证岔区轨道竖向位移尽可能小。故在具体设计时,应对横梁、纵梁详细受力分析,考虑多种不利组合,既要考虑线路安全,还要考虑施工可行性,选取最佳的横纵梁类型。在施工过程中,应对横梁、纵梁、轨道及桩基进行实时监

控,确保在施工及顶进过程中,线路整体稳定。

## 参 考 文 献

- [1]铁道第三勘察设计院. TB 10002.1—2005 J460—2005 铁路桥涵设计基本规范[S]. 北京:中国铁道出版社,2009.
- [2]铁道部办公厅. 铁运[2006]146号部令发布 铁路线路修理规则[S]. 北京:中国铁道出版社,2006.
- [3]中铁大桥勘测设计院有限公司. TB 10002.2—2005 J461—2005 铁路桥梁钢结构设计规范[S]. 北京:中国铁道出版社,2008.
- [4]江甜. 重载铁路顶进线路加固技术[J]. 石家庄铁道大学学报:自然科学版,2011,24(3):40-43.
- [5]杨涛. 既有线铁路框架桥改造设计[J]. 石家庄铁道大学学报:自然科学版,2011,24(4):45-49.
- [6]吴炜. 既有线道岔区顶进框架桥线路加固设计[J]. 甘肃科技,2009,25(12):134-136.

## The Design of Protecting Railway by Using Longitudinal Horizontal Lifting Beam Method in Turnout Zone

Zhang Youde, Sun Jie

(Jinan Design Institute of China Railway Engineering Consulting Group, Jinan 250022, China)

**Abstract:** When the existing railway pushing frame bridge has the turnout within its scope of influence, longitudinal horizontal lifting beam method is usually adopted to protect the railway. The example of Wenchang road in the city of Jiaozuo is taken for analysis. The existing frame bridge (16 + 7 + 7 m) is increased by 1-7 m frame on each side. By using the finite element software to model and analyze the vertical beam and cross beam, this paper confirms the types of vertical beam and cross beam, pointing out that bifurcation area rail vertical displacement is the main factor among many controlling ones which influence strengthening turnout zone. Besides, the line protection of the project and the procedure of jacking construction are also simply introduced in this paper.

**Key words:** pushing frame bridge; longitudinal horizontal lifting beam method; protect the railway; turnout zone

~~~~~  
(上接第49页)

Mechanical Behavior Analysis of Railway Steel Truss Bridges Under Heavy Load Transportation

Xu Xinli

(Shuohuang Railway Development Co. Ltd., Suning 062350, China)

Abstract: This paper takes the railway through steel truss bridge as the object of research. Adopting the method of combining theoretical analysis with field test, the member's mechanical properties of three kinds of structure are analyzed under the heavy haul train. The three kinds of structure are as follows: the simply-supported beam bridge of the 64 m single, double line railway and three-span continuous beam bridge of the 64 m double line railway. The conclusions of this analysis are as follows. Firstly, the deflection and stress of these three kinds of structure member are totally different. The truck side of simply-supported bridge of double line railway has the maximum deflection and stress, the continuous bridge of double line railway has the minimum deflection and stress. Secondly, the transverse and lateral acceleration of these three kinds of structure member are different under the operating of heavy haul train. The continuous beam bridge of double line railway has the minimum transverse and lateral acceleration. The simply-supported bridge of single line railway has the maximum transverse and lateral acceleration.

Key words: heavy load railway; steel truss bridge; mechanical behavior

既有大准铁路 16 m 简支 T 梁横向加固研究及应用

王 勇

(中铁第五勘察设计院集团有限公司 桥梁设计院,北京 102600)

摘要:通过有限元理论计算及既有桥动力性能测试,指出大准线既有简支 T 梁横向刚度不能满足线路扩能需要,需要进行加固。从机理上对影响桥跨动力性能的因素进行了分析,指明了加固的总体方向。利用 MIDAS/Civil 有限元软件,对不同加固方式进行计算,比较并确定了最优加固思路,最终给出了推荐方案:加宽梁两端上下横隔板各 0.65 m,且对加宽部位施加横向预应力。理论及实测结果表明,加固方案合理可行。

关键词:既有铁路桥;横向刚度;加固;有限元

中图分类号:U448.13 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0054-04

1 概述

既有大准铁路修建于 20 世纪 90 年代,设计活载采用“中-活载”。进入 21 世纪,煤炭需求及产量的增加对铁路运能提出了更高的要求,为了适应新的发展,需要对既有大准线扩能改造,新增二线及改造后的既有线采用 ZH 活载($Z=1.0$)。

列车活载标准提高对既有铁路桥构成了新的挑战,特别是预应力混凝土简支 T 梁。既有大准线简支 T 梁采用专桥(01)2051 系列梁,两片 T 梁通过少量横隔板连接,整体性差。经过长期运营,部分桥梁实测横向振幅偏大,不能满足我国《铁路桥梁检定规范》(以下简称“检定规范”)的要求^[1]。为了保证列车运行稳定及安全,同时减少因更换梁体带来的经济损失,结合大准线扩能改造工程,对 16 m 简支 T 梁进行横向加固,并对该桥进行了加固前后的动载测试,结果表明,本文所述加固方案效果良好,加固后桥跨横向刚度满足检定规范要求。

2 桥跨结构横向刚度检验标准

根据检定规范的要求,16 m 预应力混凝土简支 T 梁的横向刚度应满足下述几方面的要求^[2]:①横向振幅行车安全限值($v \leq 80$ km/h)不大于 1.78 mm(即 $L/9$, L 表示计算跨度);②货列重车实测跨中横向最大振幅通常值不大于 1.27 mm(即 $L/7.0/B$, B 表示支座中心距);③实测横向最低自振频率通常值不小于 5.625 Hz(即 $90/L$);④适应不同车速条件的横向自振频率不小于 5.985 Hz(即 $55/L^{0.8}$)。

3 加固机理分析

简支梁自振频率计算公式如下^[3]。

$$f = \pi \sqrt{EI/m/2L^2} \quad (1)$$

式中, L 为简支梁计算跨度; EI 为梁体抗弯刚度; m 为梁部单位长度质量。由公式(1)可知,通过减小桥梁跨度、增大梁部截面抗弯刚度及减小桥梁单位长度质量可以提高结构的自振频率。但是很显然,既有桥作为客观存在,在不损害其功能的前提下,其计算跨度、单位梁长质量无法改变,只能提高桥梁的抗弯刚度。对于单线、双片式 T 梁桥,增强两片梁的横向联结是提高桥梁横向自振频率的有效方法。

收稿日期:2014-03-07 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxxb.2015.01.11

作者简介:王勇(1984-),男,工程师,主要从事桥梁工程的研究。E-mail:luanwan2006@163.com

王勇.既有大准铁路 16 m 简支 T 梁横向加固研究及应用[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2015,28(1):54-57.

4 加固设计研究

4.1 加固原则

- (1) 满足文献[2]对桥跨结构横向最低自振频率的要求。
- (2) 尽量减少对原结构的损伤,并尽量减小由于增加横向联结构造而引起的跨中弯矩、挠度等,保证梁部强度、抗裂性及竖向刚度满足规范要求。
- (3) 加固工程应简单易实施,不影响既有线正常运营。
- (4) 加固后的桥梁应有足够的耐久性,便于检查、养护及维修。

4.2 不同加固方案比较

专桥(01)2051梁桥面板是分离式的,纵向有宽3 cm的梁缝,横向仅靠几处横隔板联结,故可通过将桥面板连成整体或增加横隔板宽度来加固T梁。

桥面板纵缝位于轨枕以下,其上满覆道砟,对其进行加固改造影响既有线运营,该方案可实施性差;而横隔板位于桥面以下,增加其宽度施工基本不影响既有线运营,且工艺简单易实施,该加固思路可行。

基于上述思路,本次对不同位置的隔板分别进行加宽研究^[4],采用MIDAS/Civil有限元软件对其进行模态分析,并提取前五阶振型进行比较,确定最优加固隔板位置。各加固方案如下:①跨中上隔板加宽0.4 m;②跨中下隔板加宽0.4 m;③两处1/4跨上隔板均加宽0.2 m;④两处1/4跨下隔板均加宽0.2 m;⑤两处端上隔板均加宽0.2 m;⑥两处端下隔板均加宽0.2 m。

4.2.1 模型的建立

建模时采用空间梁单元来模拟主梁,每个梁体划分24个单元、25个节点,为准确模拟梁体截面的变化,梁端部采用线性变化的变截面梁单元,两片梁之间的横隔板以及加固使用的隔板均用横向的梁单元来模拟,二期恒载按质量均匀加到各片主梁上。有限元模型见图1。

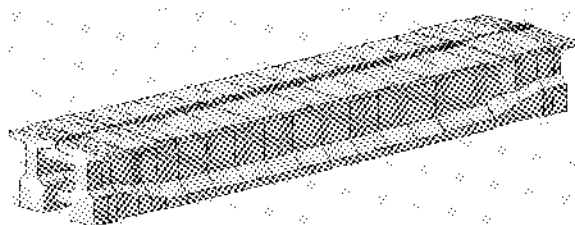


图1 桥跨有限元模型

4.2.2 基本计算参数

(1) 力学参数。混凝土泊松比 ν 取0.2,弹性模量按C50取值为 3.55×10^4 MPa。(2) 自重及二恒。梁容重取 25 kN/m^3 ,桥上二恒取 48.2 kN/m 。

4.2.3 计算结果

有限元理论计算结果见表1。

表1 各加固方案有限元模态分析结果

表 1 各加固方案有限元模态分析结果								Hz
模态号	加固方案							振型方向
	0	1	2	3	4	5	6	
1	5.002	5.090	5.080	5.329	5.211	5.713	5.376	横向 + 扭转 竖向
2	10.244	10.057	10.057	10.066	10.066	10.083	10.081	
3	10.852	11.003	10.927	11.028	10.975	11.646	11.290	横向 + 扭转
4	14.653	14.729	14.658	14.870	15.076	15.220	15.542	横向 + 扭转
5	16.313	16.735	16.583	17.090	16.949	17.228	17.160	横向 + 扭转

注:0表示加固前。

计算结果(表1)表明,增加横隔板宽度可以提高桥跨结构的横向刚度,由于增加了桥跨自重,结构竖向刚度有所减弱,最大减小1.83%,影响甚微。当分别采用方案1~方案6时,横向一阶频率分别提高1.76%、1.56%、6.53%、4.18%、14.22%、7.48%,说明靠近梁端的隔板对结构的横向刚度影响最大,应从靠近梁端的隔板着手设计加固方案。

4.3 推荐加固方案

根据上述分析结论,确定加固方案如下:加宽梁两端上下横隔板各0.65 m,且对加宽部位施加横向预应力;加宽部分采用C50无收缩混凝土,横向预应力筋采用 $\Phi 15.2 \text{ mm}$ 钢绞线,普通钢筋采用HRB400钢筋。

大准线 16 m 简支 T 梁横向加固设计如图 2、图 3 所示。

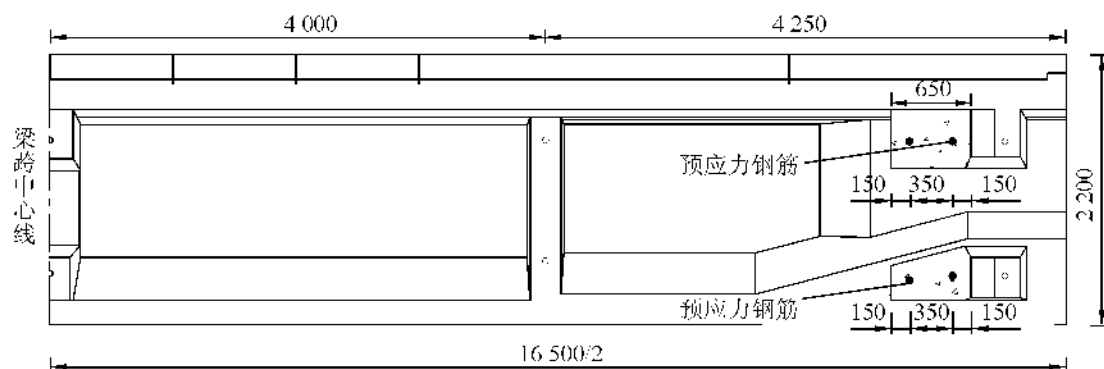


图 2 梁体加固立面图(单位:mm)

推荐方案的有限元计算结果见表 2。

表 2 推荐方案模态分析结果

模态号	自振频率/Hz	振型方向
1	6.958	横向+扭转
2	10.057	竖向
3	13.585	横向+扭转
4	17.744	横向+扭转
5	19.128	横向+扭转

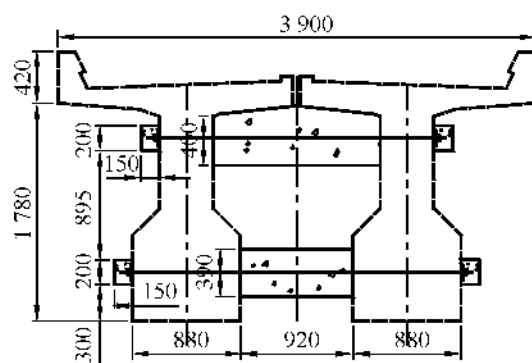


图 3 1-1 横断面加固图(单位:mm)

5 加固施工

5.1 施工工艺

搭设施工平台→钻预应力筋孔→钻普通钢筋锚固孔→安装普通钢筋及预应力筋→浇注混凝土→张拉预应力→管道压浆封锚→拆除施工平台^[5],完成梁体加固。

5.2 施工注意事项

- (1)施工前应首先核对桥梁结构尺寸,并确保结构无病害,养护维修达到“铁路桥隧建筑物大修规则”标准中的要求。
- (2)钻孔严禁损伤既有预应力钢筋,尽量避免损伤普通钢筋。
- (3)新旧混凝土结合面应凿毛。
- (4)普通钢筋应采用凝结速度快、施工周期短、耐老化、抗腐蚀、无蠕变及抗震、抗疲劳性能良好的锚固胶^[6]。
- (5)预应力张拉应在混凝土强度达到设计值的 80% 后方可进行。
- (6)张拉设备必须配套使用,张拉前,千斤顶必须进行标定。

6 加固效果评定

2013 年 4 月,建设单位对既有大准线某 16 m 简支 T 梁桥进行了横向加固,并于加固前后对桥跨结构进行了动载测试。

- (1)加固前实测一阶频率为横向 4.97 Hz,加固后为横向 6.92 Hz,满足检定规范要求。
- (2)加固前实测跨中横向振幅最大为 1.49 mm,加固后为 0.95 mm,满足检定规范要求。
- (3)有限元理论计算得到的 16 m 梁横向自振频率为加固前 5.002 Hz,加固后 6.958 Hz,理论计算与实测数据吻合较好,说明两种方法所得数据可信。

7 结语

通过对各种加固方案进行理论分析,选择最优方案对既有大准线16 m简支T梁进行横向加固,理论及实测结果表明,加固后,T梁横向刚度改善明显,各项指标均满足检定规范要求,为扩能改造后桥梁安全运营提供了保障。同时,本次理论分析也表明,靠近梁端增加水平横向联结对提高桥跨结构的横向刚度效果更明显,这也符合文献[4]所得结论,日本加固方案仅在梁端附近增加构造措施,新增恒载弯矩较小,对梁体强度及抗裂影响甚微。

参 考 文 献

- [1]杨斌.铁路提速工程T形简支梁横向加固设计[J].四川建筑,2009(4):180-181.
- [2]中华人民共和国铁道部.铁运函[2004]120号 铁路桥梁检定规范[S].北京:中国铁道出版社,2004.
- [3]刘德军、何废徐、李小珍.40 m跨双片式简支T梁横向加固技术研究[J].铁道建筑,2007(2):28-31.
- [4]马林.铁路常用跨度混凝土简支T梁横向加固方法的研究[J].铁道标准设计,2008(1):43-47.
- [5]中华人民共和国铁道部.铁建设[2010]241号铁路混凝土工程施工技术指南[S].北京:中国铁道出版社,2010.
- [6]中华人民共和国建设部.GB50367—2006 混凝土结构加固设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2006.

Research and Application of Lateral Reinforcement on 16 m Simply-supported T-beam for Existing Da-Zhun Line

Wang Yong

(Bridge Design Department of China Railway Fifth Survey and Design Institute Group Corporation, Beijing 102600, China)

Abstract: By the computation of finite element and dynamic performance testing, it's found that the lateral rigidity for the existed bridge of Da-Zhun line is not accustomed to the new capacity, and the simply-supported T-beams are needed to be reinforced. The general direction of reinforcement is pointed out by analyzing affecting factors of bridge dynamic performance. By calculating and comparing different reinforcement schemes with the help of the finite elements software MIDAS/Civil, optimal ideas are determined, and finally the recommendation is given: beam end diaphragm is to be widened by 0.65 m, and this section must be prestressed. This scheme is proved reasonably practicable by the theoretical and experimental data.

Key words: existed railway bridge; lateral rigidity; reinforcement; finite element

~~~~~  
(上接第44页)

## Realization of Unstressed State Method with Ordinary Finite Elements Software

Li Baojun

(Shanxi Transportation Research Institute, Taiyuan 030006, China)

**Abstract:** Unstressed state method is a kind of advanced theoretical construction control method, which could highly simplify the construction monitoring work. But in the market, there are very rare software that include this specialized module, even the most popular software -《MIDAS Civil. To solve this problem, a very effective analysis process and the points for attention are presented in this paper. The effectiveness of this process was tested by a finite element modal of cable-stayed bridge with steel box girder, and the result show that this process could be used in construction analysis based on unstressed state method.

**Key words:** unstressed state method; cable stayed bridge; cantilever assemble; construction analysis

# 高含量石粉机制砂对隧道二衬混凝土性能影响试验研究

夏吉涛<sup>1</sup>, 王海彦<sup>2</sup>, 战启芳<sup>2</sup>, 宓荣三<sup>2</sup>

(1. 中铁二十一局集团有限公司, 甘肃 兰州 730015; 2. 石家庄铁路职业技术学院, 河北 石家庄 050041)

**摘要:**随着混凝土用量急速增长, 必将引起天然砂的过量开采, 对自然环境造成破坏, 如何正确使用机制砂替代河砂成为混凝土行业可持续发展的必然趋势。针对云南地区隧道二衬混凝土处于侵蚀环境特点, 以拟配 C40 混凝土为研究对象, 在胶凝材用量、水胶比、砂率均相同的条件下, 分别掺入 0%、15%、25%、35%、45% 和 55% 的机制砂等量替代天然砂, 研究不同的机制砂替代率下混凝土的工作性能和力学性能的变化规律, 从而找到适用于隧道二衬混凝土的机制砂最佳替代率为 35% 左右, 在该掺量下混凝土的工作和力学性能均有好的发挥。

**关键词:**机制砂; 石粉; 隧道二衬混凝土; 工作性能; 力学性能

**中图分类号:** TU528 **文献标志码:** A **文章编号:** 2095-0373(2015)01-0058-05

## 0 引言

砂作为混凝土的主要原材料之一, 包括天然砂和机制砂两大类。受自然资源的限制, 以河砂为主的天然砂越来越无法满足日益增长的混凝土用量的需求, 尤其在我国西南地区。另外因过量的开采天然砂源, 对自然环境所造成的压力也日益增加, 使用机制砂替代河砂在国内外已成为混凝土行业可持续发展的一种趋势。机制砂已经在砂浆、混凝土、砌块中已经得到一定程度的应用, 尤其在云南、贵州等河砂自然资源短缺的地区。

机制砂, 是指岩石经除土开采、机械破碎、筛分而成的, 公称粒径小于 5 mm 的岩石颗粒。机制砂一般是由石灰岩碎石加工场筛分出来的石屑, 是碎石厂的边角废料, 粉状颗粒含量偏多, 其中公称粒径小于 80  $\mu\text{m}$  的颗粒含量远远超出人工砂粉状颗粒含量  $\leq 7\%$  的指标。

使用机制砂替代混凝土中的天然砂的研究, 已有不少工程技术人员做过相关试验研究和探索。但以往的试验都是完全以机制砂作为混凝土的细骨料, 由于机制砂的石粉含量过大, 混凝土的需水量较大、工作性较差、强度下降, 难以满足隧道二衬混凝土施工需要, 故机制砂不适宜作为泵送混凝土的细骨料利用。如果在天然砂中掺入一定量的机制砂作为混凝土的细骨料, 而又不降低混凝土的各项性能, 则既可以解决天然砂紧缺的局面, 又可以降低混凝土的成本, 同时还减少对环境的污染<sup>[1-6]</sup>。

大广线祥云隧道位于云南省大理市祥云县境内, 隧道全长 6 940 m, 隧道初期支护喷射混凝土和二衬模筑混凝土用砂量达 14 万  $\text{m}^3$ , 但当地天然砂缺乏, 需由外地远运, 成本太高。用机制砂部分取代天然砂, 不仅起到降低成本, 减少了使用天然砂而对产砂地的环境破坏, 还有效利用了碎石场的废料, 具有较高的经济效益和社会效益。

收稿日期: 2014-11-03 责任编辑: 刘宪福 DOI: 10.13319/j.cnki.sjztdxxb.2015.01.12

作者简介: 夏吉涛(1965-), 男, 高级工程师, 主要从事土木工程施工与管理。E-mail: 525850632@qq.com

通讯作者: 王海彦(1975-), 男, 博士, 副教授, 研究方向为隧道与地下工程。E-mail: why8621@163.com

基金项目: 河北省教育厅重点资助课题(ZD2014093); 河北省人才工程培养经费资助科研课题(2013-11)

夏吉涛, 王海彦, 战启芳, 等. 高含量石粉机制砂对隧道二衬混凝土性能影响试验研究[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2014, 28(1): 58-61.



1 试验用原材料

1.1 水泥

本试验选用云南大理水泥 P·O42.5,其主要性能指标见表 1。

表 1 水泥主要的物理力学性能

| 比表面积/<br>( $\text{m}^2 \cdot \text{kg}^{-1}$ ) | 标准稠度<br>用水量/% | 凝结时间(h:min) |      | 安定性 | 强度/MPa |        |         |         |
|------------------------------------------------|---------------|-------------|------|-----|--------|--------|---------|---------|
|                                                |               | 初凝          | 终凝   |     | 3 d 抗折 | 3 d 抗压 | 28 d 抗折 | 28 d 抗压 |
| 360                                            | 29.6          | 3:35        | 4:31 | 合格  | 6.1    | 25.6   | 9.3     | 48.3    |

1.2 粉煤灰

本试验选用云南大理白族自治州电厂生产的Ⅱ级粉煤灰,其主要的技术性能指标见表 2。

表 2 粉煤灰主要的技术性能指标

| 需水<br>量比/% | 烧失<br>量/% | 比表面积/<br>( $\text{m}^2 \cdot \text{kg}^{-1}$ ) | $\text{SiO}_2$ /% | $\text{Al}_2\text{O}_3$ /% | $\text{Fe}_2\text{O}_3$ /% | $\text{CaO}$ /% | $\text{MgO}$ /% | 水分/% | $\text{SO}_3$ /% | $\text{FCaO}$ /% |
|------------|-----------|------------------------------------------------|-------------------|----------------------------|----------------------------|-----------------|-----------------|------|------------------|------------------|
| 31.0       | 5.3       | 500                                            | 54.12             | 25.26                      | 5.64                       | 3.66            | 2.18            | 0.7  | 0.76             | 0.85             |

1.3 天然砂及机制砂

本试验选用的天然砂为云南大理中粗河砂,机制砂采用从当地碎石场筛分出来的石灰岩石屑。其主要品质指标见表 3。

表 3 中砂主要品质指标

| 种类  | 细度模数 | 表观密度/( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ) | 含泥量/% | 泥块含量/% | 石粉含量/% |
|-----|------|------------------------------------------|-------|--------|--------|
| 天然砂 | 2.6  | 2 600                                    | 0.3   | 0.0    | —      |
| 机制砂 | 3.3  | 2 645                                    | 0.1   | 0.0    | 13.5   |

1.4 碎石

本试验选用云南祥云生产连续级配粗细 3 种碎石,按 2: 5: 3 的比例复配而成,一种碎石的粒径 5~10 mm,一种碎石的粒径 10~20 mm,另一种碎石的粒径 16~25 mm,粗骨料的筛分试验结果如表 4 所示,性能参数如表 5 所示。

表 4 碎石筛分试验结果

| 项 目 | 筛孔尺寸/mm |       |        |        | /% |
|-----|---------|-------|--------|--------|----|
|     | 25      | 16    | 5      | 2.5    |    |
| 标准  | 0~5     | 30~70 | 90~100 | 95~100 |    |
| 实测  | 4.1     | 59.4  | 98.3   | 98.5   |    |

表 5 碎石性能参数

| 针、片状含量/% | 压碎指标值/% | 表观密度/( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ) | 堆积密度/( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ) | 空隙率/% | 含泥量/% |
|----------|---------|------------------------------------------|------------------------------------------|-------|-------|
| 2.1      | 8.8     | 2 760                                    | 1 450                                    | 42    | 0.10  |

1.5 减水剂和拌合水

本试验所用减水剂为巴斯夫中国化学建材有限公司生产的聚羧酸高效减水剂,外观颜色是棕红色,减水率 28%,坍落度保持能力为 2.0 h,坍落度 2 h 损失不超过 80 mm。其主要性能指标见表 6。

表 6 高效减水剂主要的技术性能指标

| 密度/( $\text{g} \cdot \text{ml}^{-1}$ ) | PIT 值 | 固含量  | 7 d 抗压强度比/% | 28 d 抗压强度比/% |
|----------------------------------------|-------|------|-------------|--------------|
| 1.014                                  | 7.2   | 14.0 | $\geq 115$  | $\geq 110$   |

水是混凝土的重要组成部分,用水量的多少和水质好坏,会对混凝土性能产生很大影响,本试验拌合用水为洁净自来水,各项指标均满足要求。

2 试验方案及配合比设计

2.1 试验方案设计

祥云隧道处于侵蚀环境中,二衬混凝土设计强度等级为 C40,故本实验以拟配 C40 混凝土为研究对

象,试验研究在胶凝材用量、水胶比、砂率均相同的条件下,分别掺入 0%、15%、25%、35%、45% 和 55% 的机制砂等量替代天然砂,研究不同的机制砂替代率下混凝土的工作性能和力学性能,以找出机制砂掺入的最佳比例。

## 2.2 配合比设计

拟配 C40 混凝土配合比设计主要参数为:胶凝材用量 420 kg、水胶比 0.40、砂率 40%,由于当地矿粉资源紧缺,质量不稳定,所以胶凝材料中只掺入粉煤灰,用粉煤灰等量替代 20% 的水泥,减水剂均按胶凝材量的 1.2% 掺入。试验所采用的详细配合比见表 7。

表 7 不同机制砂替代率的混凝土配合比

| 试件编号 | 水泥  | 粉煤灰 | 石    | 水   | 减水剂 | 砂总量 | 天然砂 | 机制砂 | 替代率/% |
|------|-----|-----|------|-----|-----|-----|-----|-----|-------|
| S0   | 336 | 84  | 1087 | 168 | 5.0 | 725 | 725 | 0   | 0     |
| S1   | 336 | 84  | 1087 | 168 | 5.0 | 725 | 616 | 109 | 15    |
| S2   | 336 | 84  | 1087 | 168 | 5.0 | 725 | 544 | 181 | 25    |
| S3   | 336 | 84  | 1087 | 168 | 5.0 | 725 | 471 | 254 | 35    |
| S4   | 336 | 84  | 1087 | 168 | 5.0 | 725 | 399 | 326 | 45    |
| S5   | 336 | 84  | 1087 | 168 | 5.0 | 725 | 326 | 399 | 55    |

## 3 试验结果与分析

### 3.1 试验结果

按表 6 配合比配制不同机制砂替代率的混凝土并制作成标准立方体试件,测试不同机制砂替代率的混凝土工作性能和不同龄期的混凝土力学性能,试验结果见表 8 和图 1~图 4。

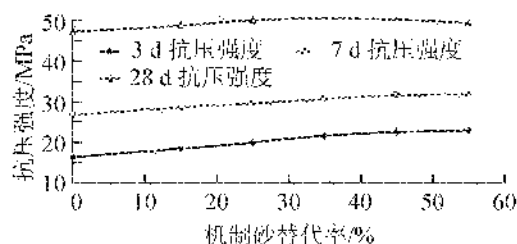


图 1 不同替代率下混凝土各龄期强度变化曲线

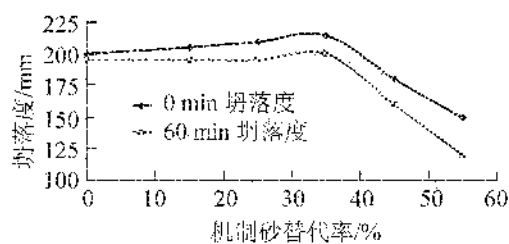


图 2 不同替代率下混凝土坍落度变化曲线

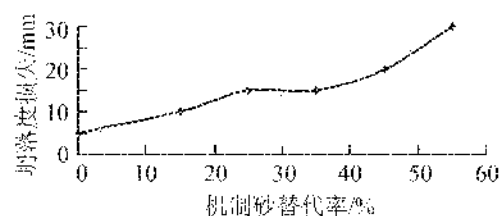


图 3 不同替代率下混凝土坍落度损失变化曲线

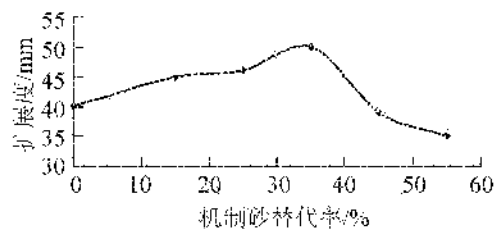


图 4 不同替代率下混凝土扩展度变化曲线

表 8 不同机制砂替代率的混凝土工作性能和力学性能试验结果

| 试件编号 | 抗压强度/MPa |      |      | 坍落度/mm |        | 扩展度/mm | 和易性 |
|------|----------|------|------|--------|--------|--------|-----|
|      | 3 d      | 7 d  | 28 d | 0 min  | 60 min |        |     |
| S0   | 16.4     | 26.7 | 47.2 | 200    | 195    | 40     | 一般  |
| S1   | 18.5     | 28.6 | 48.7 | 205    | 195    | 45     | 好   |
| S2   | 20.0     | 29.6 | 50.0 | 210    | 195    | 46     | 好   |
| S3   | 21.7     | 30.7 | 50.4 | 215    | 200    | 50     | 很好  |
| S4   | 22.5     | 31.6 | 50.2 | 180    | 160    | 39     | 一般  |
| S5   | 22.9     | 31.8 | 49.3 | 150    | 120    | 35     | 差   |

### 3.2 结果分析

#### 3.2.1 机制砂掺入量对混凝土力学性能的影响

由表 8 和图 1 可以看出,随着机制砂掺入量的增大,混凝土的早期抗压强度逐步提高,3 d 抗压强度

增长显著;而在机制砂替代率不超过45%时,混凝土28 d抗压强度逐步提高,在替代率超过45%后,28 d抗压强度开始下降。

因机制砂中的石粉不具有活性,石粉的微细颗粒在水泥水化物的结晶中只起微集料填充的作用,增加混凝土的密实度,改善了混凝土的孔隙特征,改善了骨料与水泥浆体之间的界面结构,适量的机制砂替代率可提高混凝土的抗压强度。但当机制砂替代率较大时,由于细集料中粉体颗粒含量偏高,致使粗颗粒含量偏少,颗粒级配变差,减弱了混凝土的骨架支撑作用。因此,过量的机制砂替代率会影响混凝土后期强度<sup>[1-2]</sup>。

### 3.2.2 机制砂掺入量对混凝土工作性能的影响

由表8和图2~图4可以看出,当河砂中机制砂掺入量小于35%的混凝土初始坍落度与基准混凝土相差不大,1 h混凝土坍落度保持一致,在坍落度经时损失量不大于15 mm。而从和易性目测结果来看,在机制砂替代率小于35%时,随着机制替代率的增大,混凝土的和易性也在逐步变好,混凝土的泵送性更佳。而当机制砂替代率大于35%时,混凝土的初始坍落度下降迅速,1 h的坍落度损失量增大较快。

机制砂与天然砂相比,由于其含有较多的石粉,在混凝土中以惰性微粉颗粒的形式存在,相当于增大了混凝土中的胶凝材料;这种胶凝材料虽不具有水化活性,但在新拌混凝土中起到一定的滚珠作用,在河砂中掺入量在某一范围内能够增加混凝土的流动性,使混凝土的工作性明显改善。但因为机制砂是由天然石材经机械破碎、筛分制成,其颗粒表面粗糙、棱角突出,且石屑颗粒内部微裂纹较多、空隙大,当机制砂替代率较大时,机制砂以上的缺点将显露出来。若机制砂的替代率较大时,会极大地增加单方混凝土细集料的总表面积,从而增加单方混凝土的需水量,导致混凝土的工作性能下降<sup>[1]</sup>。

## 4 结论

(1)在天然河砂中掺入0%~35%的机制砂,混凝土的初始坍落度相差不大,1 h的混凝土坍落度损失量保持一致,随着掺量的增加混凝土的扩展度有所增加,而当机制砂替代率大于35%时,混凝土的初始坍落度下降迅速,1 h的坍落度损失量增大较快,说明适量掺入机制砂可改善混凝土的和易性。

(2)机制砂替代部分天然砂在不同替代率下,均可有效提高混凝土的早期抗压强度;机制砂在不大于35%范围内等量替代天然砂时,混凝土3 d、7 d和28 d抗压强度均得到有效提高,当替代率超过35%后,28 d抗压强度开始下降。

(3)机制砂等量替代部分天然砂其替代率达到35%后,混凝土的工作性能开始下降,28 d抗压强度没有提高,说明机制砂等量替代部分天然砂的最佳替代率在35%左右。

## 参 考 文 献

- [1] 陈卓利. 石粉对混凝土性能影响的试验研究[J]. 广西城镇建设, 2007(7): 65-68.
- [2] 何盛东, 刘立新, 王华, 等. 不同替代率下机制砂混凝土抗压强度的试验研究[J]. 混凝土, 2010(10): 109-111.
- [3] 陈正发, 刘桂凤, 秦彦龙, 等. 恶劣环境下机制砂混凝土的强度和耐久性能[J]. 建筑材料学报, 2012, 15(3): 391-394.
- [4] 陈正发, 刘桂凤, 马建. 机制砂混凝土在冻融循环下的强度和耐久性研究[J]. 混凝土, 2011(7): 79-81.
- [5] 张胜, 周以林. 基于正交试验的机制砂混凝土配合比设计与研究[J]. 地下空间与工程学报, 2013, 9(5): 1097-1102.
- [6] 郑怡, 张耀庭. 石灰岩质机制砂混凝土收缩徐变性能的试验研究[J]. 土木工科学报, 2013, 46(12): 59-65.

(下转第81页)

# 边坡可靠性指标及敏感性因素分析

张昀青<sup>1</sup>, 李维珍<sup>2</sup>, 闫静昌<sup>1</sup>, 林川川<sup>1</sup>

(1. 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043; 2. 河北衡水中学, 河北 衡水 053000)

**摘要:**我国铁路规范拟从容许应力设计方法转轨采用极限状态法。论文的研究内容为铁路规范的转轨提供了部分研究结果, 首先推导了路堑边坡极限状态方程及可靠度指标的计算公式, 然后采用JC法, 计算了边坡的可靠指标, 基本正态分布在2.5左右, 取可靠度指标为2.5, 失效概率为0.62%。然后计算分析了土性参数中 $\gamma$ 值、 $c$ 值与 $\varphi$ 值的变异性对可靠指标的影响, 其中 $\gamma$ 值和列车荷载的变异性对可靠指标的影响不大,  $c$ 值与 $\varphi$ 值的变异性对可靠指标的影响较大。

**关键词:**铁路规范转轨; 极限状态方程; 可靠性指标; 影响分析

**中图分类号:** TU441 **文献标志码:** A **文章编号:** 2095-0373(2015)01-0062-05

目前我国铁路边坡主要采用容许应力设计方法, 虽然经过多年成功设计的积累, 现已形成稳定可靠的设计模式和安全度<sup>[1]</sup>。但随着铁路建设不断发展, 铁路路基边坡设计特征发生了很大变化, 海外工程也越来越多, 路基边坡容许应力法已不能适应当前设计和国际化的需求, 采用极限状态法将是铁路规范前进的方向, 目前可靠指标和安全系数联合评价边坡稳定性的方法十分有益<sup>[2]</sup>。为此, 相关部门集全路工作者的力量, 进行铁路设计规范的转轨研究工作, 现为铁路边坡设计规范的转轨进行了部分研究工作。

通过调研国内外现有规范的设计方法、理论分析、调研、咨询、研讨会、技术交流等手段, 吸取国内外成功经验, 研究铁路路基边坡(土质边坡)稳定性分析理论, 给出了铁路路基边坡极限状态方程的形式, 采用JC法<sup>[3]</sup>, 计算了铁路路基边坡的可靠指标<sup>[4]</sup>, 分析了各因素对可靠指标的影响, 提出了目标可靠度, 为下一步荷载组合的方式, 分项系数的确定, 以及极限状态设计打下了一定的基础。

## 1 黏性土边坡的稳定性分析极限状态方程

路堑地段的稳定性验算中的基本随机变量和路堤地段类似, 由于不考虑轨道静载及列车动载的作用, 所以基本随机变量只考虑土性参数中 $\gamma$ 值、 $c$ 值与 $\varphi$ 值对可靠度的影响, 假设 $\gamma$ 值 $c$ 值与 $\varphi$ 值服从正态分布<sup>[5-7]</sup>。边坡的极限状态方程可表示为

$$z(c, \varphi, \gamma) = \left( \sum c_i l_i + \sum \gamma_i b_i h_i \cos \theta_i \tan \varphi_i \right) - \sum \gamma_i b_i h_i \sin \theta_i / F_s = 0 \quad (1)$$

瑞典条分法下的极限状态功能函数为

$$g(c, \varphi, \gamma) = \left( \sum c_i l_i + \sum \gamma_i b_i h_i \cos \theta_i \tan \varphi_i \right) - \sum \gamma_i b_i h_i \sin \theta_i / F_s \quad (2)$$

## 2 JC法求解黏性土边坡的可靠度指标

JC法的基本思想是将非线性功能函数的线性化点选为设计验算点, 并据此计算可靠指标, 使得到的可靠指标 $\beta$ 具有较高的精度, 解决了均值一次二阶矩法存在的问题, 所以在可靠性分析和设计中得到了广泛的应用。其基本原理为对于独立正态分布变量, 在极限状态方程为线性时, 可靠指标 $\beta$ 在正态坐标系中,

收稿日期: 2014-02-24 责任编辑: 车轩玉 DOI: 10.13319/j.cnki.sjztdxxbzh.2015.01.13

作者简介: 张昀青(1971-), 女, 教授, 主要从事岩土及车荷载所引起周围物体动力响应的研究。E-mail: zyqlhb@163.com

基金项目: 国家自然科学基金(51208319)

张昀青, 李维珍, 闫静昌, 等. 边坡可靠性指标及敏感性因素分析[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2015, 28(1): 62-65.



等于原点到极限状态平面(或直线)的最短距离。由两个相互独立的随机正态变量  $R$ 、 $S$  构成的极限状态方程是最简单的情况,为<sup>[8]</sup>

$$Z = R - S = 0 \quad (3)$$

式中,  $R$  为随机正态变量,对应于结构可靠度而言为抗力;  $S$  为随机正态变量,对应于结构可靠度而言为荷载效应。设结构的极限状态方程为

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (4)$$

式中,  $X_1, X_2, \dots, X_n$  为基本随机变量,其平均值和标准差分别为  $\mu_{X_i}$  和  $\sigma_{X_i}$ 。

对于任意一组随机变量  $X_i^*$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ),在设计验算点为  $X_i^*$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) 处将功能函数按 Taylor 级数展开并取至一次项,有

$$Z = g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) + \sum_{i=1}^n (\partial g / \partial X_i)_{X_i^*} (X_i - X_i^*) \quad (5)$$

利用相互独立正态分布随机变量线性组合的性质,则  $Z$  的均值和标准差为

$$\mu_Z = g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) + \sum_{i=1}^n (\partial g / \partial X_i)_{X_i^*} (\mu_{X_i} - X_i^*) \quad (6)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sum_{i=1}^n [(\partial g / \partial X_i)_{X_i^*}]^2 \sigma_{X_i}^2} \quad (7)$$

根据可靠指标  $\beta$  的定义有:

$$\beta = \mu_Z / \sigma_Z = [g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) + \sum_{i=1}^n (\partial g / \partial X_i)_{X_i^*} (\mu_{X_i} - X_i^*)] / \sqrt{\sum_{i=1}^n [(\partial g / \partial X_i)_{X_i^*}]^2 \sigma_{X_i}^2} \quad (8)$$

对功能函数  $g$  求各个参数的偏导数。先不考虑下标,对功能函数求  $c$  值的偏导数<sup>[9]</sup>:

$$\frac{\partial g}{\partial c} = \frac{\partial (\sum c_i l_i + \sum \gamma_i b_i h_i \cos \theta_i \tan \varphi_i) - \sum \gamma_i b_i h_i \sin \theta_i / F_s}{\partial c} = \sum_{i=1}^n l_i \quad (9)$$

式(9)为不考虑下标情况下的对  $c$  值的偏导数,考虑到每一土层的  $c$  值对于功能函数  $g$  都是一个独立的变量,因此,引入系数  $a_{ji}$ ,当且仅当第  $i$  个条分的上条底部的上层编号为  $j$  时,  $a_{ji} = 1$ ,其余情况下,  $a_{ji}$  为 0,从而得到功能函数对特定土层的  $c$  值的一阶偏导数,因此,功能函数对编号为  $j$  的土层  $c$  值的偏导数为

$$\frac{\partial g}{\partial c_j} = \sum_{i=1}^n a_{ji} l_i \quad j = (1, 2, \dots, k) \quad (10)$$

不考虑下标时,对功能函数求  $\varphi$  值的偏导数

$$\frac{\partial g}{\partial \varphi} = \frac{\partial (\sum c_i l_i + \sum \gamma_i b_i h_i \cos \theta_i \tan \varphi_i) - \sum \gamma_i b_i h_i \sin \theta_i / F_s}{\partial \varphi} = \sum \gamma_i b_i h_i \cos \theta_i \sec^2 \varphi_i \quad (11)$$

同样,功能函数对编号为  $j$  的土层  $\varphi$  值的偏导数为

$$\frac{\partial g}{\partial \varphi_j} = \sum a_{ji} \gamma_i b_i h_i \cos \theta_i \sec^2 \varphi_i \quad j = (1, 2, \dots, k) \quad (12)$$

不考虑下标时,对功能函数求  $\gamma$  值的偏导数

$$\frac{\partial g}{\partial \gamma} = \frac{\partial (\sum c_i l_i + \sum \gamma_i b_i h_i \cos \theta_i \tan \varphi_i) - \sum \gamma_i b_i h_i \sin \theta_i / F_s}{\partial \gamma_i} = \sum b_i h_i \cos \theta_i \tan \varphi_i - \sum b_i h_i \sin \theta_i / F_s \quad (13)$$

同样,功能函数对编号为  $j$  的土层  $\gamma$  值的偏导数为

$$\frac{\partial g}{\partial \gamma_j} = \sum a_{ji} b_i h_i \cos \theta_i \tan \varphi_i - \sum a_{ji} b_i h_i \sin \theta_i / F_s \quad j = 1, 2, 3, \dots, n \quad (14)$$

将式(10)、(12)、(14)代入式(6)、(7)、(8)中,可求得边坡的可靠指标,进而求得失效概率。采用 Matlab 进行编程<sup>[10-11]</sup>,对边坡可靠度指标进行了计算。

### 3 边坡可靠度指标的计算

#### 3.1 计算条件

①内摩擦角。黏性土的内摩擦角,取值为 $17^{\circ}, 19^{\circ}, 21^{\circ}$ 。②黏聚力。黏性土,取值为10,12,14。③坡高 $h$ 。从4 m至8 m,按每整数米计算。④黏性土重度 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3, 19 \text{ kN/m}^3, 20 \text{ kN/m}^3$ 。

在边坡可靠度计算时,要尽量选取边坡稳定的安全系数接近其容许值(此时它们控制设计),即 $K_0 \approx [K_0] = (1.15 \sim 1.30)$ 。

下面应用JC法编制的边坡可靠指标计算程序对路堑边坡计算可靠指标,边坡稳定性可靠指标的计算值基本正态分布在2.5左右,可取可靠度指标为2.5,相当于失效概率0.62%左右。

### 3.2 可靠度指标的参数影响分析

为了分析边坡可靠指标的敏感性,以某边坡为例进行了计算。边坡(坡高6 m,坡宽9 m)土性参数为:容重 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $\delta_\gamma = 0.1$ ,黏聚力 $c = 14 \text{ kPa}$ ,  $\delta_c = 0.2$ ,内摩擦角 $\varphi = 19^{\circ}$ ,  $\delta_\varphi = 0.2$ 。

首先采用理正土质边坡稳定性分析软件计算上述边坡模型,得到最危险滑弧圆心坐标(2.440, 9.000) m, 滑动半径 $r = 9.325 \text{ m}$ ,其滑动安全系数 $F_s = 1.592$ 。对于此滑动面,假定土性参数 $\gamma, c, \varphi$ 之间相互独立,同时,参考大量土工试验得出土性参数 $c, \varphi, \gamma$ 的变异系数范围分别为0.2~0.5、0.15~0.4、0.02~0.1,设土性参数均服从正态分布。

利用Matlab编制的程序分别计算 $\delta_\gamma, \delta_c, \delta_\varphi$ 取不同值时的可靠指标。图1给出了可靠指标和失效概率随 $c$ 的变异系数的影响图。图2给出了可靠指标和失效概率随 $\varphi$ 的变异系数的影响图。图3给出了可靠指标和失效概率随 $\gamma$ 的变异系数的影响图。

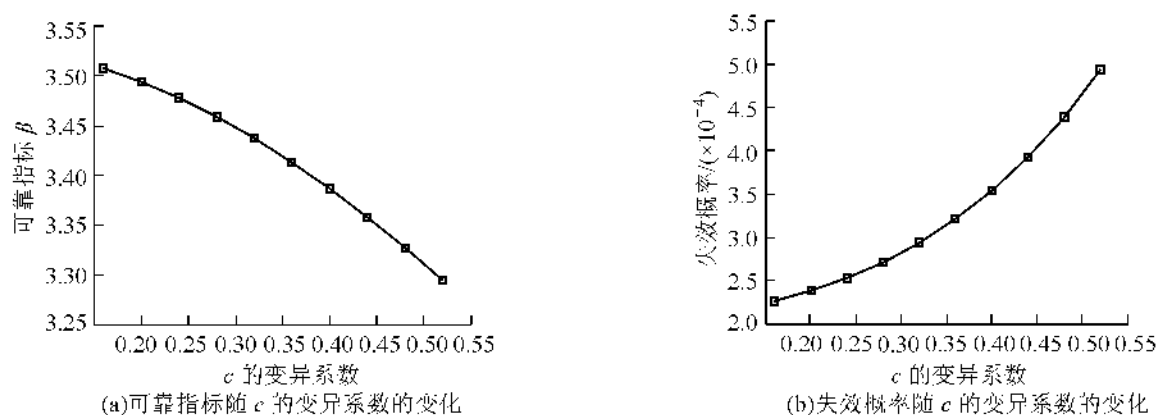


图1 可靠指标和失效概率随 $c$ 的变异系数的变化图

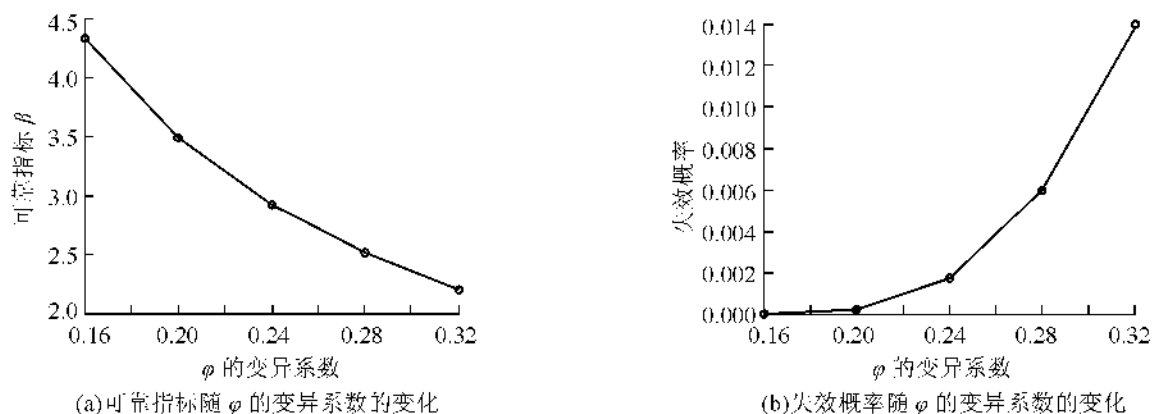


图2 可靠指标和失效概率随 $\varphi$ 的变异系数的变化图

从图1可看出,随着 $c$ 的变异系数增大,可靠指标减小,当变异系数从0.16变化到0.52时,可靠指标从3.507变化到3.294,总体来说变化不是很大。但相对来说,随着变异系数的增大,其变化值相对较大。

从图2可以看出,随着 $\varphi$ 的变异系数的增大,可靠指标减小,且变化较大。当 $\varphi$ 的变异系数从0.16变化到0.32时,可靠指标从4.335变化到2.201,变化较大。

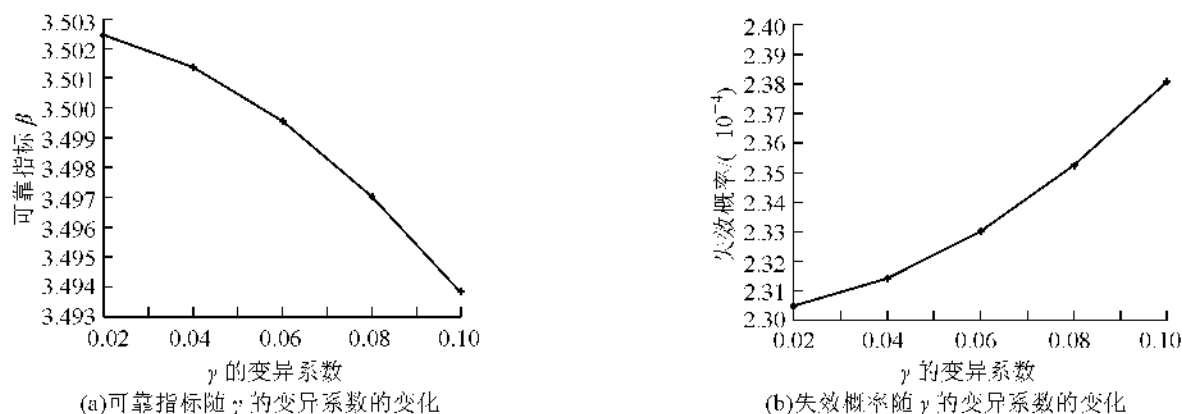


图3 可靠指标和失效概率随  $\gamma$  的变异系数的变化图

从图3可以看出,随着  $\gamma$  的变异系数的增大,可靠指标减小,但变化非常小。当  $\gamma$  的变异系数从0.02变化到0.1时,可靠指标从3.502变化到3.494,基本没变化。

由以上的计算分析可知,边坡其稳定可靠指标  $\beta$  (或失效概率  $P_f$ ) 受  $c$ 、 $\varphi$  变异性影响很大,而容重  $\gamma$  的变异性影响很小。

## 4 结论

我国铁路边坡主要采用容许应力设计方法,已经和国际工程的接轨出现了不匹配。铁路规范须采用极限状态法的转轨势在必行。论文的研究内容为铁路边坡规范的转轨提供了部分研究结果:

(1)给出了边坡极限状态方程及可靠度指标的计算公式。

(2)采用JC法,计算了边坡的可靠指标。边坡稳定性可靠指标的计算值基本正态分布在2.5左右,取可靠度指标为2.5,失效概率为0.62%。

(3)计算了土性参数中  $\gamma$  值、 $c$  值与  $\varphi$  值的变异性对可靠指标的影响。从计算结果来看,  $\gamma$  值和列车荷载的变异性对可靠指标的影响不大,  $c$  值与  $\varphi$  值的变异性对可靠指标的影响较大。所以说土的抗剪强度指标的准确确定非常重要。

铁路规范的转轨是一个相对复杂冗长的的工作,还有许多工作需要进一步研究。文中的计算结果为下一步荷载组合的方式,分项系数的确定,以及极限状态设计打下了一定的基础。

## 参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国国家标准. GB50153—2008 工程结构可靠性设计统一标准[S]. 北京:中国建筑工程出版社, 2008.
- [2] 罗一农. 可靠性研究与铁路路基工程结构[J]. 铁道工程学报, 2012(8): 24-27.
- [3] 祝玉学. 边坡可靠性分析[M]. 北京:冶金工业出版社, 1993.
- [4] 李亮, 张内强.  $c$ 、 $\varphi$  相关性对边坡整体稳定性的影响[J]. 铁道科学与工程学报, 2004(1): 62-68.
- [5] 吴振君, 汤华, 王水林, 等. 岩土样本数目对边坡可靠度分析的影响研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(A01): 2846-2854.
- [6] 刘忠国. 地震区砂性土边坡滑动安全系数和可靠度[J]. 石家庄铁道学院学报:自然科学版, 2009, 22(1): 89-91.
- [7] 谢秀栋, 方建瑞, 范彬, 等. 基于可靠度理论的边坡稳定性分析研究[J]. 自然灾害学报, 2008, 17(2): 110-115.
- [8] 谭晓慧. 边坡稳定可靠度分析方法的探讨[J]. 重庆大学学报:自然科学版, 2001(6): 40-44.
- [9] 颜永国, 陈健. 基于条分模式的边坡可靠度近似计算方法[J]. 防灾减灾工程学报, 2010, 30(3): 315-319.
- [10] 蒋德松, 苏永华, 赵明华. 边坡稳定可靠性分析程序研制[J]. 铁道科学与工程学报, 2008(5): 41-45.
- [11] 刘宇飞. 基于MATLAB的土质边坡稳定可靠度计算及应用研究[D]. 长沙:中南大学, 2008.

(下转第76页)

# 深季节冻土区哈齐客专路基现场试验

邵博文<sup>1,2</sup>, 岳祖润<sup>1,2</sup>

(1. 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043;

2. 石家庄铁道大学 道路与铁道工程安全保障省部共建教育部重点实验室, 河北 石家庄 050043)

**摘要:** 鉴于哈尔滨—齐齐哈尔(哈齐)客专路基工后沉降不大于15 mm的要求, 开展了路基现场试验。对路基中的温度、沉降变形、路基冻胀变形及路基本体的含水量变化情况进行监测。结果表明: 线路所处地区, 11月中旬开始冻结, 来年1月下旬地表附近地温过程线开始上抬; 冻结层直到4月中旬才全部处于正温, 最大冻深约为2.4 m。经过现场监测, 处于深季节冻土区的高铁路基在经历冻融循环后的沉降变形为20 mm左右。路基表面的最大冻胀量发生在地表温度处于-1~-2℃之间, 在此地温值下, 路基冻结层范围内易发生水分积聚现象, 路堤冻胀较敏感, 所以路基填料应严格保持为最优含水量, 做好基床表层的防排水措施, 避免路基病害的发生。

**关键词:** 地温; 沉降; 冻胀; 含水量

**中图分类号:** TU411.2 **文献标志码:** A **文章编号:** 2095-0373(2015)01-0066-06

哈齐客运专线是黑龙江省第一条开建的省内客运专线。也是黑龙江省三大城市(哈尔滨、大庆和齐齐哈尔)增进交通的重要快速干道。线路全长280.893 km, 设计速度250 km/h, 该客专线路处在深季节性冻土地区, 沿线年平均气温4.1~4.7℃, 极端最高温度38.7~40.8℃, 极端最低温度-36.8~-39.3℃, 全线轨道采用I型板式无砟轨道, 路基采用AB组填料填筑, 沿线天然土体的最大季节冻结深度189~272 cm。路基在经历冻融循环后, 极易发生翻浆、冒泥, 从而引起路基的变形、开裂等现象<sup>[1]</sup>, 将会严重影响铁路路基的稳定性与行车安全。哈齐客专路基设计工后沉降要求不大于15 mm。进一步增加了路基施工的难度。因此, 以哈齐客专第五标段路基为工程依托, 开展了现场试验研究, 通过现场埋设仪器进行观测, 了解路基在经历冻融循环后的温度变化状况、沉降情况, 以及路基表面的冻胀变形的变化情况, 分析路基的冻胀问题。

## 1 试验设计

### 1.1 试验目的

- (1) 观测路基不同位置的温度场, 总结地温沿时间和深度的变化特征。
- (2) 观测路堤的左、右路肩不同深度温度场变化特征, 分析路堤保温护道的作用。
- (3) 测试路基在修筑阶段沉降变形随时间的变化特征, 分析路基的施工质量。
- (4) 测试路堤填料的冻胀性能, 总结出路堤发生最大冻胀量时间及发生最大冻胀量时的地温特征。

### 1.2 试验内容

试验内容包括: ①地温测试; ②沉降变形监测; ③路基冻胀变形监测; ④路基填料的含水量测试。

### 1.3 仪器布置及观测频率

收稿日期: 2014-02-18 责任编辑: 车轩玉 DOI: 10.13319/j.cnki.sjztdxxb.2015.01.14

作者简介: 邵博文(1987-), 男, 硕士研究生, 主要从事高速铁路与公路施工及监测技术的研究。E-mail: 849941817@qq.com

基金项目: 国家科技支撑计划 863 项目(sq2011gx05E05958); 国家自然科学基金(51178281); 铁道部科技研究开发计划重点课题(2011G026-A)

邵博文, 岳祖润. 深季节冻土区哈齐客专路基现场试验[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2015, 28(1): 66-70.

现场试验段在大庆市杜尔伯特县境内,处在典型的深季节冻土区。在试验段内选择断面,路堤断面基底宽 32 m,路基表面宽 20 m,路堤高 4.0 m,设计坡度 1: 1.5。在该断面埋设的实验仪器有:

(1)测温传感器。由勘察资料可知,该地区天然地表最大冻深在 2.09 ~ 2.72 m 之间,而且冻深以下一定深度对冻胀的影响越来越小到几乎无影响,因此设计的测温传感器长为 3.6 m;热敏电阻在地表以下 0.6 m 范围内和预计最大冻深处的间距为 0.2 m,其它位置的间距为 0.6 m。这样,可以较精确地测试土体在不同深度处冻结和融化的温度变化特征。

(2)剖面管。当路基填至 0.7 m 高度并碾压密实后,开槽埋设路基基底沉降管。开槽宽度为 20 ~ 30 cm,将槽深挖至地基加固垫层顶面,在槽底回填约 0.1 m 厚的细砂,然后整平槽底,埋置沉降管,同时沉降管内穿入钢丝绳,其上填原路基填料至碾压平面平齐,路基表层的沉降管埋设方法同基底。采用剖面沉降仪和电子水准仪观测,用以测试路基的沉降变形。

(3)冻胀观测桩。在路基表面埋设直径为 30 cm,埋深为 25 cm 的圆截面冻胀观测桩,用水准仪定期观测冻胀观测桩的高程变化情况。

(4)含水量测试。使用洛阳铲在路基中心取样并称量,随后将土样带回实验室进行烘干试验。

图 1 为埋设断面示意图。地温、沉降在填土施工阶段每天观测 1 次,1 个月后 3 d 观测 1 次,3 个月后 15 d 观测 1 次。冻胀变形在 11 月初,地温处于 0 °C 附近每 3 d 一次;入冬后每 7 d 一次;外界气温回升,3 月下旬地表温度在 0 °C 附近每 3 d 一次。直至观测工作全部结束,填料含水量每月取样测试 1 ~ 2 次。

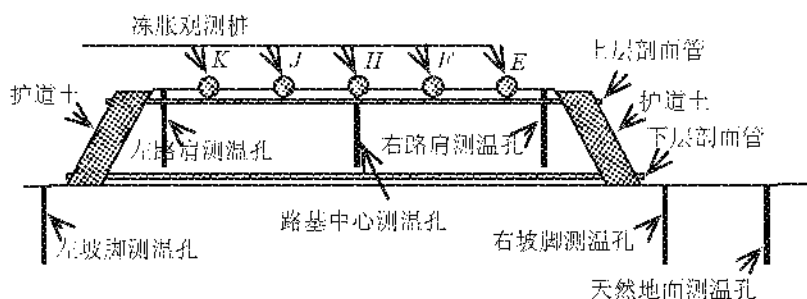


图 1 埋设仪器断面示意图

## 2 观测结果及分析

### 2.1 地温观测

图 2 为右路肩不同深度地温随时间变化曲线,由图 2 可以得到如下规律:路基各深度处的地温年变化近似呈余弦状分布,且地温周期大致相同,但不同深度处的地温极值<sup>[2]</sup>、极值发生的时间、相位均存在显著的区别。同时,地表温度向地中传递时,地温呈周期性变化;随深度增加,地温变化的相位相对滞后,地温的变化受外界气温影响逐渐减小。另外,所有测点都呈现出一个变化规律:各个测点的全年温差随深度增加而减小,以此类推,到某一深度时,土体的全年温差将很小,可近似视为 0 °C,路基地温年变化曲线将接近一条直线,此深度处土体将处于热稳定状态。分析其原因主要是由于太阳辐射、风向、风力、地表积雪等外界因素对路基土体温度的影响随深度的增加而逐渐减小所造成的。

由图 3 可以看出,路基中心地表温度在 2010 年 11 月中旬到 2011 年 3 月中旬和 2011 年 11 月底到 2012 年 3 月中旬两个时间段内不再降温,呈现持续不变的状态。这是由于此时间段内,试验段根据施工需要填筑了高 3.5 m 左右的预压土,而预压土不仅具有保温作用,还可以阻止外界热量向路基本体传递,使路基中心温度处于热平衡状态,始终保持正值,大约在 5 °C。降温阶段,2013 年路基中温度场分布也表现出明显的对称性,这表明保温护道起到了保护路基的作用。升温阶段,路基中心与右路肩在任意深度处的温差近似为 0 °C。这是由于 2013 年路基已经填筑完成两年左右,施工热扰动和热影响已处于弱化阶段,路基储热逐渐形成一个新的热力平衡,路基阴阳坡的现象开始表现的不明显。

### 2.2 沉降观测

季节冻土区,路基经历冻融循环后,易产生不均匀沉降,造成路基线路不顺和路基开裂等灾害<sup>[3-4]</sup>。



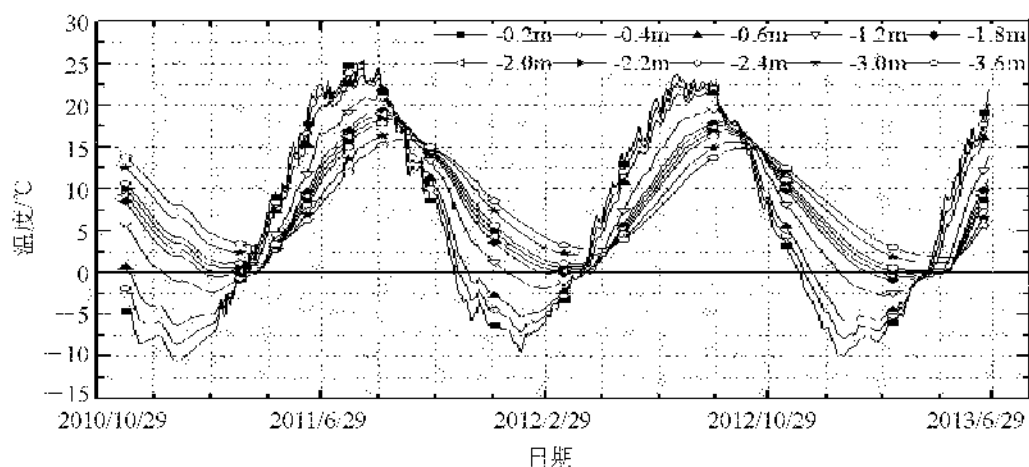


图 2 右路肩地温随时间的变化

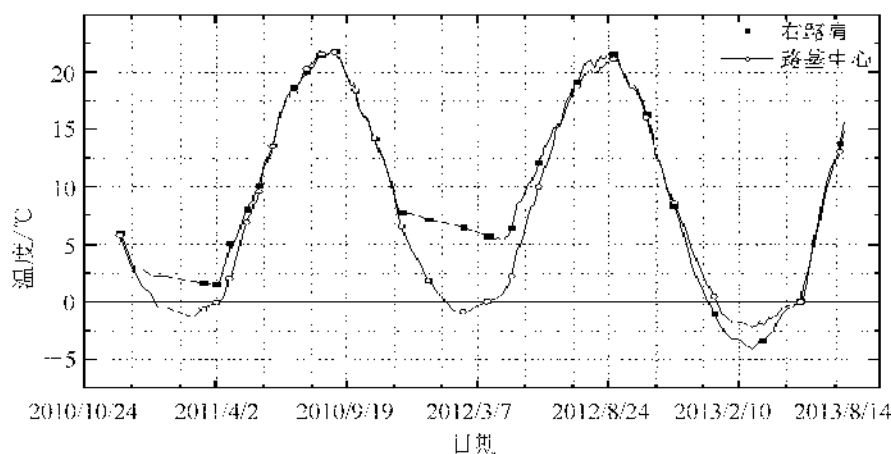


图 3 右路肩-路基中心 1.2 m 深度处地温随时间变化

图 4 与图 5 分别为实测路基表面、基底的沉降数据。由图 4 和图 5 可以看出,路基经历两个冻融过程后变形基本在 20 mm 左右,工后沉降很难满足《高速铁路路基施工质量验收标准》规范。2011 年 12 月初到 2012 年 4 月初,路基浅层和基底各测点的累积沉降量随时间的推移缓慢增大。这是由于路基根据施工要求,堆载了 3 m 高的预压土。2012 年 7 月以后,路基基底各测点沉降变形随时间推移趋于稳定。

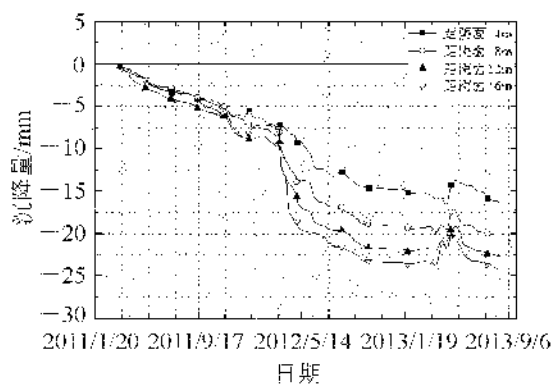


图 4 路基浅层各测点沉降随时间变化

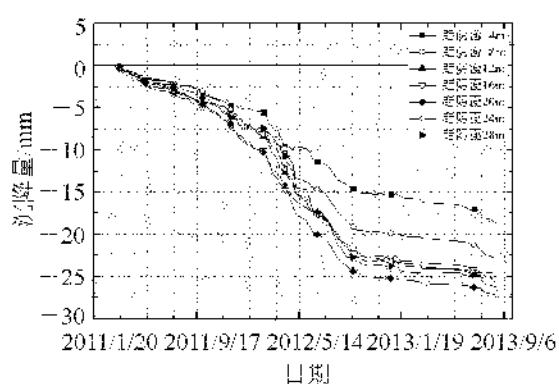


图 5 路基基底各测点沉降随时间变化

2013 年 3 月下旬~4 月初,路基表层发生了轻微的隆起,这是由于在外界气温回升的过程中,地表积雪融化向路基渗入,同时,地下向上溶解,水分向冻结层范围内迁移,在昼夜温差较大的情况下,路基产生一定的冻胀变形。说明路基冻胀存在于一定深度范围内,在最大设计冻深 2.72 m 范围之内。该深度内

应采取行之有效的防排水措施,防止路基冻胀灾害发生。

### 2.3 路基表层冻胀变形观测

在寒冷地区的路基,土体中水分在冬季负温下结晶,引起土体体积增大。若路基上土质、水分及冻结条件不均一,将会产生不均匀冻胀<sup>[5]</sup>。图6表示筏板结构路基表层冻胀变形随时间的变化,图7表示筏板结构路基地温随时间的变化。

由图6和图7可以看到,1月中旬之前,路基表面各测点几乎不产生冻胀量,土体中的水分仅发生原位冻结。1月中旬到3月下旬路基表面的冻胀量逐渐增大,此时路基浅层地温保持相对稳定。

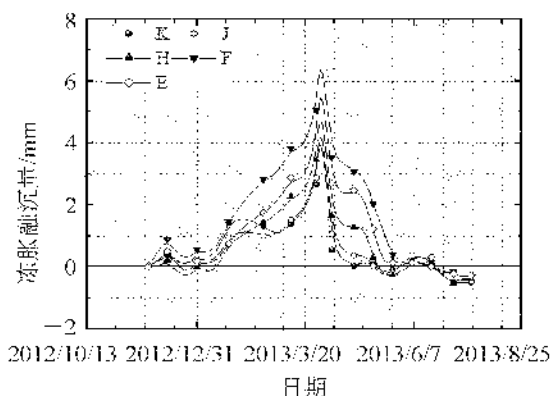


图6 筏板结构路基表层冻胀变形随时间的变化

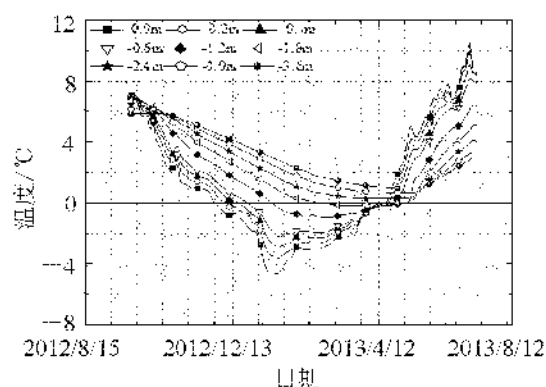


图7 筏板结构路基地温随时间的变化

3月底至4月初,路基表面的冻胀量突然增大,原因是:①路基浅表层各深度处的温度梯度变化较大,随着时间的推移,3月底路基浅表层各深度处的地温近似达到同一值( $-1 \sim -2\text{ }^{\circ}\text{C}$ ),使得向上迁移的地下水分在同一负积温状态下同步冻结成冰,土体积增大,冻胀量增大;②地面积雪大量融化,但浅表层土体仍处于负温状态,在大量地表水的补给作用下,浅层土中的水分冻结成冰,土体积增大,导致路基产生冻胀。4月份,路基表面的冻胀量趋于稳定。5月初到5月中旬,路基表面发生融沉。5月中旬到5月底,路基表面沉降趋于稳定,这是因为路基土体的热融下沉已完成。

### 2.4 路基本体含水量试验

在冻结过程中,土中水分迁移的理论目前比较流行的是建立在水分迁移与温度梯度关系基础之上的薄膜水迁移理论。温度状况决定着水的相变,水的相变影响着水的入渗速度,而且水相变时释放相变热<sup>[6]</sup>。图8表示路基冻结期与融冻期路基含水量随深度变化曲线。

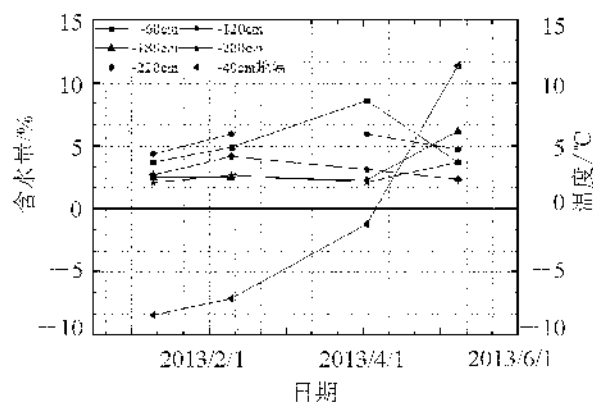


图8 路基冻结期与融冻期路基含水量随深度变化曲线

由图8可以看到,2月份,距路基表面60 cm和120 cm深度处的含水量轻微增加,但增幅不大,其原因是地表温度逐渐升高,但增幅不大,使得路基表面积雪发生轻微融化,浅层冻土含水量增加。180 cm和200 cm处的地温仍处于减低趋势,致使含水量几乎保持不变。

3月初到4月初地表温度逐渐回升,且增幅较大,致使路基表面的积雪大量融化,路基表面(暖区)的

未冻水分不断的向冻结锋面(冷区)迁移,最终导致60 cm处的含水量随地表温度的升高而逐渐增加。此外,180 cm与200 cm处的地温趋于稳定,使得含水量保持稳定。220 cm处的地温处于正积温状态,使得此处的水分向上(冷区)迁移,220 cm处的含水量减小。

4月初到5月底地表温度迅速回升,增幅较大,地表积雪大量融化,路基浅层(120 cm以上)的水分一部分被蒸发,另一部分向地下迁移,使得浅表层的含水量减低,180 cm与200 cm处的含水量增加,同时,由于水分向上迁移的作用,220 cm处的含水量减低。

由此推测,春季随着地表温度的升高,上体中各深度处的温度也随之升高,致使冻结锋面不断上移,使得土体中温度梯度减小。路基在双向融化状态下,水分始终是从暖区向冷区迁移,从而使得地表水分向下迁移,路基基底已冻土中的未冻水和未冻土中的孔隙水不断向冻结锋面迁移,造成路基中的水分在一定深度处产生水分积聚状况。

### 3 结论

(1)路基各深度处的地温年变化近似呈余弦状分布,且地温周期大致相同,同时,地表温度向地中传递时,地温呈周期性变化;随深度增加,地温变化的相位相对滞后。另外,各个测点的全年温差随深度增加而减小,以此类推,到某一深度时,上体的全年温差可近似视为 $0^{\circ}\text{C}$ ,路基地温年变化曲线将接近一条直线,此深度处土体将处于热稳定状态。

(2)经过三个冻融过程,施工热扰动和热影响已处于弱化阶段,路基储热逐渐形成一个新的热力平衡,路基阴阳坡的现象开始表现得不明显。路基中温度场分布也表现出明显的对称性,保温护道保护路基的作用开始显著。

(3)路基经历两个冻融过程后,沉降变形基本在20 mm左右。目前,路基沉降变形已基本趋于稳定。

(4)在3月下旬至4月初,当路堤浅表层各深度处的地温近似达到同一值( $-1\sim-2^{\circ}\text{C}$ )时,路堤冻胀较敏感,此时路堤产生的冻胀量占总冻胀量的40%左右。

(5)春季随着地表温度升高,上体中温度梯度减小,路基在双向融化状态下,上体中的水分从暖区向冷区迁移,造成路基中的水分在一定深度范围内产生水分积聚状况。

### 参 考 文 献

- [1] Meng Fansong, Liu Jianping, Liu Yongzhi. Design principles and frost damage characteristics of frozen[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2001, 23(3): 307-311.
- [2] 谭忆秋,徐慧宁,周纯秀,等. 季节性冰冻区路基温度场分布规律[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2011, 43(8): 98-102.
- [3] Lin Yongzhi, Wu Qinghai, Zhang Jianming, et al. Deformation of highway embankment in permafrost region of Qinghai-Tibet Plateau[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2002, 24(1): 10-15.
- [4] HOU Jinfang, FENG Jun, YAN Wei, et al. Field test of subgrade for passenger dedicated line in seasonal frozen regions[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2011, 33(4): 851-854.
- [5] XIA Qiong, YANG Youhai, DOL Shun. Frost heaving characteristics of Lanzhou-Xinjiang railway subgrade and the treatment of frost damage[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2011, 33(4): 164-170.
- [6] SATOSHI AKAGAWA. Experimental study of frozen fringe characteristics[J]. Cold Region Science and Technology, 1988, 15: 209-223.

(下转第110页)

# 考虑热力耦合效应的磨损剥层机理研究与计算分析

高秀坤<sup>1</sup>, 陈俊岭<sup>2</sup>, 张承一<sup>1</sup>

(1. 当阳市住房与城乡建设局, 湖北 当阳 444100; 2. 同济大学 建筑工程系, 上海 200092)

**摘要:**现有的摩擦磨损机理与计算理论较少涉及滑动摩擦过程中的温度效应, 提出了考虑摩擦温度应力与机械应力耦合情况下的一种摩擦磨损新机理与计算模型。具体地, 首先依据摩擦界面原子受迫振动温升模型与计算理论得到滑动摩擦的界面摩擦热, 应用热传导理论计算了摩擦金属体的温度分布; 然后对单纯摩擦温度应力下金属基体的裂纹开展条件与分布规律进行了分析, 提出了考虑热应力和界面循环剪切应力耦合作用的材料磨损剥层新机理, 建立了该机理下的磨损物理模型, 在合理假设的基础上推导了摩擦磨损计算公式; 最后对一些典型的磨损现象进行了探讨。

**关键词:**界面原子; 温度; 剥层理论; 滑动摩擦; 磨损

**中图分类号:** TB42 **文献标志码:** A **文章编号:** 2095-0373(2015)01-0071-06

## 1 剥层磨损理论及存在的问题

摩擦学研究旨在揭示摩擦磨损形成机理及影响因素, 进而建立物理模型和数学描述, 最终寻求润滑、表面处理等技术, 将摩擦和磨损掌控在人的意志以内<sup>[1]</sup>。摩擦学有着悠久的历史, 从最早的库伦(Coulomb)摩擦定律(1780年)算起到现在已有200多年的历史, 摩擦磨损作为摩擦学中的基础性问题, 人们提出了大量描述磨损的物理模型和预测磨损的计算公式, 其中比较有代表性的磨损理论包括<sup>[2]</sup>: 磨粒磨损微切削理论(1960年)、粘着理论(1964年)、疲劳磨损理论(1977年)、能量磨损理论(1973年)和剥层磨损理论(1977年), 很多摩擦学的权威人士认为这五种磨损形式是最基本的机制, 这种观点的形成是摩擦科学中的一个重大进展。

为了解释磨损现象的共同本质, 美国麻省理工学院教授苏(N. P. Suh)于1973年建立了剥层理论(The delamination theory)<sup>[3]</sup>, 以描述在很多磨损形式中出现的材料剥层现象, 典型的薄层磨损磨屑的几何特征如图1所示<sup>4</sup>。

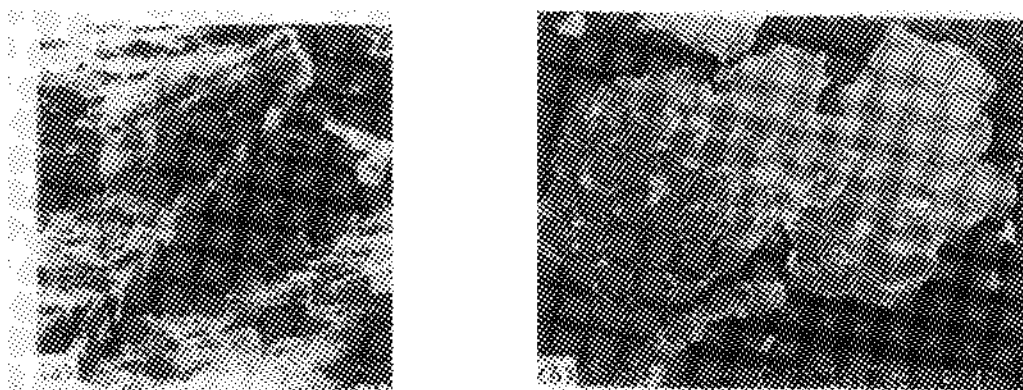


图1 薄片状碎屑的特征

收稿日期: 2013-11-02 责任编辑: 车轩玉 DOI: 10.13319/j.cnki.sjztdkxxb.2015.01.15

作者简介: 高秀坤(1981-), 男, 硕士研究生, 主要从事群仓抗震研究。E-mail: 465346670@qq.com

高秀坤, 陈俊岭, 张承一. 考虑热力耦合效应的磨损剥层机理研究与计算分析[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2015, 28(1): 71-76.



剥层机理以金属位错理论为基础,能够分析亚表层金属的塑性变形与断裂行为。大量实验证实,该理论的预测与实验结果在低速滑动下基本一致,能够解释诸如粘着磨损、疲劳磨损和微动腐蚀磨损的许多现象:(1)外界所给能量如何消耗;(2)为什么摩擦系数影响磨损率,其影响规律如何;(3)为什么一些较硬的材料反而比较软的材料磨损得快一些;(4)为什么磨粒尺寸之比远远大于 1;(5)为什么产生咬死现象;金属的微观结构对磨损率有什么影响;(6)表面粗糙度的原始状态以及波纹度对磨损现象的影响;表面层的变形、裂纹的形成与扩展、贝氏(Beilby)层的形成,以及润滑剂、滑动速度和复合荷载对磨损的影响等。

剥层理论发表后,得到了各国摩擦学界的积极响应,引起了极大的兴趣。随着实验研究和理论发展的深入,在成功解释前述问题的同时,该理论被发现对于如下磨损问题不能给出满意的解释:(1)不能有效解释在中高速滑动摩擦下的磨损现象;(2)对拉伤等现象完全失效;(3)未考虑摩擦中冲击荷载频率的影响;(4)忽略摩擦热对摩擦界面材料物理性能的影响。上述问题的本质是在摩擦热产生可观效应的情況下(譬如高速冲击、高频冲击等)磨损机理及其计算理论问题,有效地解决这一问题对于促进摩擦磨损机理的进一步发展显得十分重要。

## 2 考虑摩擦热效应的剥层磨损机理的提出

接触面滑动摩擦的效果主要是摩擦热效应和机械作用,当摩擦块在摩擦表面滑动时,基于 Fleischer 的系统能量平衡理论的研究成果表明<sup>[5]</sup>,摩擦功以热量的形式在表面间释放的比例高达近 90%,摩擦功的一小部分(占总摩擦功的 9%~16%)以潜在的内能形式储存在材料中,它表现为结晶的位错<sup>[6]</sup>,良好的导热性使得摩擦热量透过摩擦界面层材料引起显著温升;另一个就是机械作用,一些表面处理措施(金属抛光、淬火等)或者摩擦时表面的塑性流动将使表面层硬度显著提高,在整个变形层中形成了一个先低后高再下降的硬度梯度。

基于以上分析,为便于推导对摩擦表面引入假设:

①表面硬化层坚硬且导热良好,在摩擦中不会变形破坏;②滑动块相对于无限大基体为点热源,滑动很小一段时间就达到热稳态阶段;③完全接触且摩擦中无粘结,表面层下为理想金属晶体;④摩擦热 90% 被界面层吸收,不考虑热辐射等散失;⑤相对于四周金属晶体而言,被加热区域的边界被约束且不能任意自由膨胀。

简化的摩擦模型如图 2 所示。

摩擦热在滑动摩擦中对摩擦参数和磨损的影响是十分显著的,考虑到现有的磨损机理很少考虑摩擦的热效应,基于以上假设本文提出了基于热力耦合的摩擦剥层的磨损机理:

(1)界面相对滑动产生的大量摩擦热堆积在摩擦表面硬化层上,并使之温度升高,摩擦热透过导热性能良好的表面层向基体深度热传导,形成一定的温度梯度。

(2)硬化层层下的金属晶体发生膨胀,膨胀的幅度随深度逐渐减弱;由于硬化层的约束,上部膨胀被限制,处于整体受压状态,由于加热区域被四周低温金属包围,处于非自由膨胀状态,边界可发生有限的小位移,裂缝出现在膨胀应力超过金属晶体的极限强度的基体深度范围。

(3)滑动块(点热源)下层的基体研究区域将双向开展相应间距的裂缝,裂缝方向垂直于摩擦表面,开裂体近似于“短柱”(图 3 所示),其高度由金属基体的临界开裂温度决定,裂纹发生的最低处为温度界限处。

(4)裂纹开展后,在表面反复滑动摩擦力的作用下,数量众多的“柱体”根部在反复应力冲击下发生损伤并积累,塑性损伤累积至材料的塑性变形极限导致裂纹,分布的“柱子”逐渐发生弹性或塑性断裂,表面产生片状的剥层。

## 3 基于上述剥层磨损理论的计算理论

### 3.1 物理模型的提出



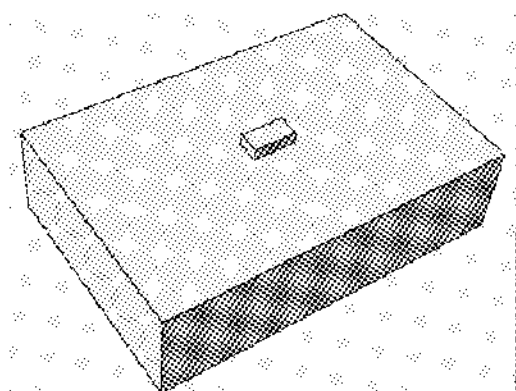


图2 摩擦滑动模型

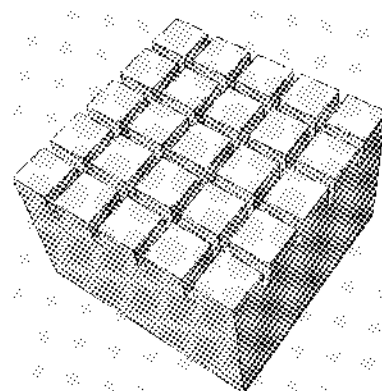


图3 表面层下开裂单元体

根据磨损机理(2),考虑到热传导理论可知,表面硬化层下的基体温度分布是不均匀的,基于温度应力的裂缝分布密度也是不同的,同一深度裂缝密度相同;随深度增加,温度非线性降低,竖向裂缝密度间距逐渐增大以至不产生,由于开裂层很薄,近似认为裂缝在硬化层以下双向展开的间距相同。由于表面硬化层的三向挤压效应,其附近的基体处于三向受压状态,温度应力导致的裂缝无法在此开展,这样实际裂缝为无头裂纹。裂缝开展后,由于开裂体的释放储存的弹性能会发生回缩,而“柱子”的上下被约束住,这样裂缝在空间上类似“橄榄球”,裂纹平面内为椭圆,鉴于裂纹尺寸极小计算中假设裂纹为直线。设裂缝开展的间距为 $B$ ,高度为 $h_2$ ,这样就提出了如下计算模型,磨损厚度 $H$ 是“柱子”高度和表面硬化层厚度相加。图3为去掉硬化层的开裂表面单元图。

### 3.2 表面温升的计算与温度分布规律

(1)摩擦表面温升的计算。摩擦表面的温度依据磨损机理的理论基础<sup>[7]</sup>,在相对滑动中,一方面因接触界面势能场周期性的变化,使界面势能场内的原子处于受迫振动状态,另一方面,原子从一种平衡态跳跃到另一种平衡态时,激发原子以振子固有频率进行自激振荡。因此界面原子的温升是上述两种热振动叠加的结果。基于复合振子理论,假设受迫振动只发生在一个方向,考虑到假设磨损机理假设(4)不考虑其它形式能量(如声能、光能)耗散条件下,可以认为界面势能减小部分全部转化为界面层原子的热能,则受迫振动产生的能量与原子因受迫振动而导致的摩擦热 $Q_p$ (数值上等于 $k\Delta T$ )满足下列关系式

$$k\Delta T = \frac{2}{m} \left( \frac{\pi a v H_0}{a^2 \omega_n^2 - 4\pi^2 v^2} \right)^2 \quad (1)$$

式中, $m$ 为界面原子质量; $a$ 为界面材料的晶格常数; $v$ 为界面的相对滑动速度; $\omega_n$ 为界面原子的固有频率; $H_0$ 为界面激励力幅; $k$ 为玻尔兹曼常数; $\Delta T$ 为摩擦表面温升量。为扩展该公式的适应范围,界面激励力可以应用傅立叶变化为一组不同频率分布的正弦和余弦函数之和。

(2)摩擦表面下温度分布规律。滑动块看作为移动点热源,它将在物体中引起导热,热量在这些实际面积上产生,然后扩散到周围。当滑动速度足够,一段时间达到传热的稳定状态,则整个界面的温度保持不变。假定滑动平无限大,初始温度为 $t_i$ ,在点 $(x, y, z)$ 处的点热源从时间 $\tau = 0$ 起持续地释放热量,发热率为 $Q_p(\tau)$ ,于是物体中将发生非稳态传热,把 $0 \sim \tau$ 的整个时间过程分割成无数个微小的时间间隔,则持续点热源可看作在不同时刻 $\tau_i$ 的 $d\tau_i$ 瞬间释放热量 $Q_p(\tau_i)d\tau_i$ 的无穷多个顺序排列的瞬时点热源的集合。取 $\tau'$ 时刻的瞬间 $d\tau$ 进行分析,经计算得到物体中引起微小温度变化的表达式

$$dT = \frac{Q_p(\tau') d\tau'}{8\rho c (\pi\alpha)^{3/2} (\tau - \tau')^{3/2} \exp[-R^2/4\alpha(\tau - \tau')]} \quad (2)$$

式中, $T = t - t_i$ ; $\rho$ 为材料密度; $c$ 为比热容; $\alpha$ 为材料的热扩散率; $R$ 是任意点 $M(x, y, z)$ 与热源之间的距离。

持续点热源在物体内造成的温度场是 $0 \sim \tau$ 时间顺序发热的无穷多个瞬时点热源共同作用的结果,对时间积分得

$$T(R, \tau) = \frac{1}{8(\pi\alpha)^{3/2}} \int_0^\tau \frac{\varphi_p(\tau')}{(\tau - \tau')^{3/2}} \exp\left[-R^2/4\alpha(\tau - \tau')\right] d\tau' \quad (3)$$

式中,  $\varphi_p(\tau') = Q_p(\tau')/\rho c$ 。

点热源为固定功率且长时间后温度达到稳态后, 简化后得到

$$T(R) = Q_p/4\pi\lambda R \quad (4)$$

式中,  $\lambda$  为导热系数。

在微元体在单位时间的散热计算看作点热源, 对其进行坐标积分得到线热源的溫度分布, 对线热源坐标积分得到面热源的溫度分布, 持续作用的热源可以看作是瞬时热源在时间上的延续, 以瞬时热源函数为基础, 通过对时间变量积分, 即可得到持续热源引起的导热问题的解。

### 3.3 裂缝的间距与高度计算

根据磨损机理(2), 裂缝产生的根本原因是金属基体不能自由膨胀, 中心应力远高于四周, 裂缝分布不均匀。具体地对于本研究, 对于滑块下的金属导体溫度分布为立体对称球形, 在特定的深度处溫度应力造成的金属内膨胀应力恰好等于其强度极限, 称之为溫度界限面, 溫度界限面切割溫度分布球体, 以切割得到的平行于滑动摩擦面的圆向摩擦面投影, 得到一个圆柱体, 为简化计算, 认为圆柱体内各层溫度相等, 深度方向切割面如图 4 所示( $h_1$  为形变和硬化层,  $h_2$  为裂缝开展区域)。

设距离表面硬层距离  $h_1$  的溫度为  $t_1$ , 假设溫度在  $H$  处发生金属晶体的膨胀弹性断裂, 断裂高度可以计算为两者的高度差。假设晶体的极限强度是  $\sigma_y$ , 溫度应力计算为

$$\sigma_t = \alpha E \Delta T \quad (5)$$

当材料某点溫度应力大于材料的极限强度时, 裂纹就会在这个深度开始展开, 依据式(5)可以求出裂纹出现需要的溫度。

Rabinowicz(1965 年)从能量的观点来分析粘着磨损中的磨屑形成的条件, 即认为裂缝形成的条件应是分离前所储存的变形能必须大于分离后新生成的表面的表面能, 这里我们采用这一理论分析裂缝开展的条件。假设摩擦时两界面紧密结合, 摩擦副不能自由膨胀, 弹性势能储存在体内, 摩擦体远比摩擦块大, 使得摩擦体被摩擦处的区域相当于绝热体, 热量封闭在基体内, 可以发生变形。由为简化计算, 摩擦层内裂缝开展处溫度设为  $t$ , 应力为  $\sigma = \alpha E t$ , 应变能为  $\sigma^2 B^2 h_2 / 2E$ , 表面能为  $4Bh_2\gamma$ , 计算得到裂纹开展的条件为  $\sigma^2 B^2 h_2 / 2E > 4Bh_2\gamma$ , 即  $B > 8\gamma E / \sigma^2$ , 临界条件为  $B = 8\gamma E / \sigma^2$ 。可以看出, 裂缝间距与应力的平方成反比, 裂缝间距不是恒定不变的, 当摩擦速度加快时, 裂纹间距以平方的速度减小间距。当  $\sigma_t = \sigma_y$  时, 可以求得临界的裂缝深度, 由  $\Delta T = \sigma_y / \alpha E$ ,  $\theta(R) = Q_p / 4\pi\lambda R$ , 得到临界的裂缝深度  $R = Q_p \alpha E / 4\pi\lambda \sigma_y$ 。

## 4 考虑摩擦应力下的裂缝开展及磨损量计算

### 4.1 裂缝开展条件及开裂状态

为了使开裂的基体条与基体材料分离, 裂纹的发展方向与微观计算, 取裂纹开展区域一微单元体, 进行分析, 单元体受到剪力和热拉应力的复合作用, 微元体如图 5 所示。

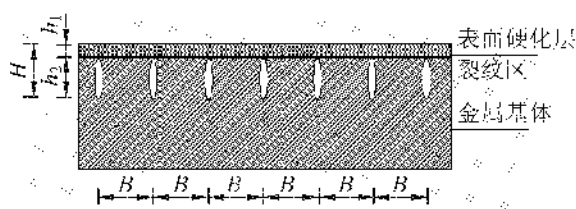


图 4 裂缝开展的计算简图

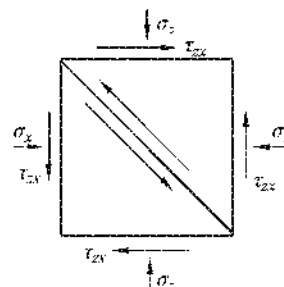


图 5 微元体应力图

考虑基体收到摩擦应力、顶部压力和溫度应力下的弹性势能, 基于复合应力的磨损计算假设与计算公式推导应用能量原理: 当弹性体内的势能大于新产生的表面能时, 基体开裂, 基体内的微元体受到三个

力作用,表面剪切应力、温度应力和压应力,处于三向受力的复杂状态,假设基体属于弹性断裂,则推导如下:

储存的弹性能

$$A = (\sigma_p^2/2E + \sigma_t^2/2E + \tau^2/2G)B^2h_2 \quad (6)$$

式中,  $\sigma_p$  是接触压力产生的应力;  $\sigma_t$  是温度产生应力;  $\tau$  是摩擦力产生的剪应力。

表面能

$$S = 4Bh_2\gamma \quad (7)$$

临界状态

$$B = 8\gamma/(\sigma_p^2/E + \sigma_t^2/E + \tau^2/G) \quad (8)$$

## 4.2 基于开裂理论的磨损计算

磨损体积为开裂体面积与高度的乘积,假设磨损高度与裂缝间距成一定指数关系,设为  $h = K_0B^{-K_1}$  ( $K_0$  为比例系数,  $K_1$  为裂缝出现的概率,与基体应力状态和接触表面材料特性相关),当  $K_1 = 3$  时,可以推导得到如下的关系式

(1) 压力起主导作用时

$$B = 8\gamma E/\sigma_p^2, V = KS\tau^2/\gamma E \quad (9)$$

实验研究表明<sup>[8]</sup>:磨损量与滑动距离成正比的结论基本适合于各种磨损条件,而磨损量与荷载的正比关系只适合于一定的荷载范围。例如钢对钢的摩擦时,当荷载超过  $H/3$  时,磨损量将随荷载以指数形式增加。磨损量与材料硬度成反比的关系已被许多实验所证实。

(2) 温度应力起主导时

$$B = 8\gamma/E\alpha^2t^2, V = KSE\alpha^2t^2/\gamma \quad (10)$$

由式(10)可以看出,磨损量与刚度成正比,这可以理解为刚度大的材料更容易受温度应力影响,材料越硬,裂缝间距越小,对应的磨屑尺寸将越小。

(3) 当摩擦剪应力起主导时

$$B = 8\gamma G/\tau^2, V = KS\tau^2/\gamma G \quad (11)$$

当滑块滑动速度很大以致产生的温度使表面硬化层刚性的假设失效时,此时较软金属接近熔化温度,在摩擦表面形成一层润滑金属膜,摩擦系数大幅降低,磨损显著降低,表面润滑层的下部仍然会形成双向开裂体,形成力学上的悬臂短柱形式;表面开裂,摩擦系数降低,但摩擦系数小幅振荡,类似于微观层次上的振子振动跨越。

## 5 结语

新的磨损剥层机理考虑了温度应力与机械应力耦合作用下的磨损状态,它能够对一些存在的磨损现象给出很好的解释,以下是几个尝试:

(1) 开始时磨损随着滑动速度和接触压力的增加而近似比例增大,当继续增大压力或提高滑动速度,摩擦热产生的温度应力导致裂缝产生,磨损机理发生变化时磨损量呈现非线性的显著增长。

(2) 表面热传导系数差的材料不易发生剥层破坏。

(3) 荷载冲击频率越大,剥层厚度越大,磨损量越大<sup>[9]</sup>,这可以由公式(1)得到解释。

(4) 传统的观点认为在表面覆盖硬化层能有效减小磨损,根据新的磨损剥层机理,对于热传导系数小的覆盖层是有效的;反之,反而加快表面覆盖层的脱落。

(5) Sproles et al<sup>[10]</sup>在解释微动磨损稳态阶段的主要机理时用 4130 钢进行了微动实验,对所产生的片状磨屑的观察表明:薄片是由金属破裂在原位形成;表面光滑的薄片反而存在较多的浮雕状屑,依据新磨损机理可以解释为浮雕是被剪断的“短柱了”。

摩擦条件下的磨损是一个复杂的系统问题,新的磨损剥层机理与计算模型能够解释一些现有磨损机

理不能很好解释的现象。本文在前人假说的理论的基础上试图把握摩擦磨损下的内在规律性,为磨损剥层的预测提供新的思路。

## 参 考 文 献

- [1] 温诗铸. 摩擦学原理[M]. 北京:清华大学出版社,1990.
- [2] 温诗铸. 材料磨损研究的进展与思考[J]. 摩擦学学报,2008,28(1):2.
- [3] Suh N P. The delamination theory of wear[J]. Wear,1973,25(1):111-124.
- [4] 刘家浚. 材料磨损原理及其耐磨性[M]. 北京:清华大学出版社,1993.
- [5] 张剑锋,周志芳. 摩擦磨损与抗磨技术[M]. 天津:天津科技翻译出版公司,1993.
- [6] 张克从. 近代晶体学基础(上册)[M]. 北京:科学出版社,1987.
- [7] 龚中良,丁凌云,黄平. 摩擦界面原子受迫振动温升模型及计算研究[J]. 摩擦学学报,2008,28(4):323-324.
- [8] 余俊,徐真等. 摩擦学[M]. 湖南:湖南科学技术出版社,1984.
- [9] 魏勇强,王黎钦. 20CrNiMo 钢在冲击滑动耦合作用下的磨损特性研究[J]. 摩擦学学报,2008,28(4):262-263.
- [10] Sproles, Jr E S Gaul, D J, et al. Fundamentals of tribology[M]. London:Ed, Suh N. P. and Saka, N., MIT, Press, 1981: 588.

## Study and Analysis of the Delamination Theory Based on the Coupling Effect Between Thermal Stress and Circular Shear Stress

Gao Xiukun<sup>1</sup>, Chen Junling<sup>2</sup>, Zhang Chengyi<sup>1</sup>

(1. Bureau of Housing and Urban-Rural Development of Dangyang, Dangyang 444100;

2. Department of Building Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** The effect of temperature is not frequently involved in the current mechanism study of wear and calculation theory. A new mechanism of wear is proposed under the consideration of coupling effect between thermal stress and circular shear stress. Concretely speaking, the friction heat between metal sliding interfaces is obtained according to the rising model and calculation theory of forced vibration of interface atoms, and the distribution of temperature of inner body is gained by heat conduction theory, and then the development and distribution pattern of crack is studied. A new delamination theory is put forward, and the physical model and method of calculation are established based on reasonable assumptions. Finally, some typical phenomena are analyzed using the new delamination theory.

**Key words:** interface atom; temperature; delamination theory; sliding friction; wear

(上接第65页)

## Analysis and Calculation of Slope Reliability and Sensitivity Factors

Zhang Yunqing<sup>1</sup>, Li Weizhen<sup>2</sup>, Yan Jingchang<sup>1</sup>, Lin Chuanchuan<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

2. High School of Hebei Hengshui, Hengshui 053000, China)

**Abstract:** The limit state design method will be used in Chinese Railway Standard to replace the allowable stress design. Some research results are provided in this paper. Firstly, the formula of limit state equation and the reliability index of cutting slope is derived; secondly, with JC method, the reliability index of slope is calculated to be about 2.5, and the probability of failure is about 0.62%; In the end, the calculation and influence analysis of soil parameters in the gamma value variation, C value variation and  $\phi$  value variation to the value of reliability index are given. From the calculated result, gamma value and train load variability have little effect on the reliability index while the effects of C value variation and the  $\phi$  value variation to the reliability index is bigger.

**Key words:** transition of railway specification; limit state equation; reliability index; effect analysis



# 双脉冲激光诱导土壤等离子体光谱实验研究

郭锐<sup>1</sup>, 宋海燕<sup>2</sup>

(1. 山西农业大学 文理学院, 山西 太谷 030801; 2. 山西农业大学 工学院, 山西 太谷 030801)

**摘要:**采用波长分别为532 nm和1 064 nm的Nd-YAG脉冲激光器作为光源,以中阶梯光栅光谱仪和增强型电荷耦合器件(ICCD)作为光谱采集和检测器件,分析了激光脉冲间隔和积分延时对土壤中Pb元素激光诱导击穿等离子体发射光谱的影响。实验结果表明:双脉冲激光激发的等离子体谱线强度较单脉冲有整体的提升,在0~20  $\mu\text{s}$ 的脉冲间隔区间内谱线强度存在一个峰值,当脉冲间隔为15  $\mu\text{s}$ 时,Pb元素等离子体谱线增强效果最好;不同脉冲间隔的等离子体发射谱线强度都随积分延时的增加呈衰减趋势,脉冲间隔越大,衰减速率越快,通过对Pb元素等离子体谱线强度与积分延迟的指数曲线拟合,得到脉冲间隔15  $\mu\text{s}$ 的双脉冲LIBS等离子体谱线衰减时间约为15  $\mu\text{s}$ 的1.5倍。

**关键词:**双脉冲;激光诱导;等离子体;脉冲间隔;积分延时

**中图分类号:**0433.5+4 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0077-05

1962年,在第十届国际光谱学会议上Bruch提出以激光作为激发光源诱导样本产生等离子体,根据等离子体的光谱特性分析样品中的元素组成及含量,这种光谱学方法即为后来的激光诱导击穿光谱(laser-induced breakdown spectroscopy, LIBS)技术。LIBS技术相对于传统的化学检测方法,其主要特点在于利用高能脉冲激光作用于样本,将样本气化为瞬态高温、高密度的等离子体,通过对等离子体发射光谱的分析确定样品中的元素种类及含量信息,在避免样本的制备、分离、储存、运输等工序的同时,实现了多元素的原位、实时、无接触检测,有效地降低了分析成本、提高了分析效率,LIBS技术目前已广泛应用于样品元素分析、环境污染检测以及食品安全监测等领域。

激光诱导击穿光谱(LIBS)技术虽然具有很多优点,但其同时也存在灵敏度低、可重复性差、检测限高等先天性缺陷,相对于其它成熟的分析技术在元素的定量分析方面存在局限性。为了提高LIBS技术检测的精准度,Piepmeyer E H et al<sup>[1]</sup>提出利用双脉冲(Double Pulse, DP)激光代替单脉冲(Single Pulse, SP)激光诱导击穿产生等离子体的优化方案。双脉冲激光诱导击穿光谱(DP-LIBS)分析技术,其原理是利用两束呈一定角度的激光束在极短的时间内先后作用于样本,在第一束脉冲激光对样品预烧蚀并在其表面形成等离子体膨胀冷却的过程中,第二束脉冲激光对样品的等离子体进行二次激发,使得样品等离子体光谱信号得到整体增强。国内外的研究表明<sup>[2-4]</sup>,利用双脉冲激光诱导击穿光谱在增强激光等离子体光谱强度、提高检测精度的同时,可以大大降低分析元素的检测限。加拿大委内瑞拉中央大学的Piscitelli V S研究小组<sup>[5]</sup>分析了不同波长组合的双脉冲激光对金属合金中铅元素DP-LIBS信号的影响,给出了相同实验条件下最佳的脉冲激光组合方式。长春理工大学的杜闯等<sup>[6]</sup>对不同环境土壤样品中Mn、Cr、Cu、Pb等重金属元素含量进行了定性分析,给出了元素含量差异的原因,并研究了双脉冲激光预烧蚀对土壤重金属元素的LIBS光谱增强机理。中科院安徽光学精密机械研究所的王琦等<sup>[7]</sup>通过对单脉冲和双脉冲激发的Fe等离子体光谱进行比较,发现采用预烧蚀样品的方法可以提高光谱信号的强度,并以预烧蚀

收稿日期:2014-05-14 责任编辑:刘光福 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxxbzh.2015.01.16

作者简介:郭锐(1979-),男,讲师,主要从事激光光谱分析检测的研究。E-mail:37420454@qq.com

基金项目:国家自然科学基金资助项目(41201294);山西农业大学科技创新基金资助项目(20132-7)

郭锐,宋海燕.双脉冲激光诱导土壤等离子体光谱实验研究[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2014,28(1):77-81.



DP-LIBS 信号的增强程度为对象,讨论了两束激光脉冲时间间隔对光谱增强程度的影响,确定了最佳激光脉冲时间间隔。

由于土壤样本的 DP-LIBS 信号受到激光光源(包括能量、波长、脉宽)、两激光的脉冲时间间隔  $\Delta t$ 、第二束激光发出到光谱仪采集信号的间隔时间  $t_d$ (积分延时)、光谱仪采集一副图谱的时间(积分时间)以及环境气体、样本特性等多种因素的影响,因此实验条件的优化对分析检测结果的精准度十分重要。本实验采用正交预烧蚀双脉冲激光诱导击穿光谱实验装置,以土壤中 Pb 元素的特征谱线为例,来分析脉冲时间间隔和积分延时对激光诱导击穿等离子体发射光谱的影响。

## 1 实验装置

双脉冲激光诱导击穿等离子体光谱检测装置的原理框图如图 1 所示,系统主要由两台正交的 Nd-YAG 固体激光器(beamtech, nimma-200 型)、中阶梯光栅光谱仪、ICCD、数字延时脉冲发生器(Stanford, DG645)以及计算机数据分析系统组成。其中 Nd-YAG 激光器 1 和 2 的输出波长分别为 532 nm 和 1 064 nm,重复频率为 10 Hz,单脉冲最高能量分别为 50 mJ 和 100 mJ。本实验装置的工作过程为:激光器 1 发出的 532

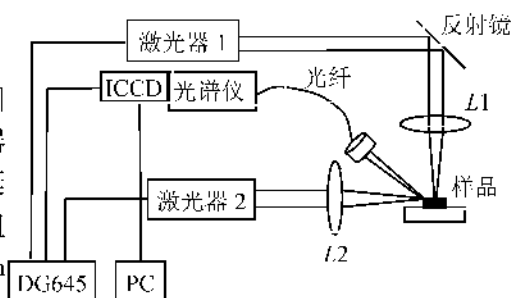


图 1 实验装置示意图

nm 脉冲激光经焦距为 100 mm 的石英透镜  $L_1$  聚焦于土壤样本表面上方 1 mm 处,对样品进行预烧蚀并产生初始等离子体;另一与激光器 1 正交且有一定脉冲间隔的激光器 2 发出 1 064 nm 脉冲激光经焦距为 100 mm 的石英透镜  $L_2$  聚焦于等离子体中心对其进行二次激发;等离子体产生的 DP-LIBS 光谱信号经微型聚焦头耦合至光纤,再由光纤传输到中阶梯光栅光谱仪中并由像素  $1024 \times 1024$  的 ICCD 进行探测,通过 ICCD 控制软件对 DP-LIBS 信号的积分延时和积分时间进行控制。利用数字延时脉冲发生器对两台脉冲激光器进行时序控制,调节优化两个激光光束的脉冲间隔,控制范围在数百纳秒到几十微秒。为了使脉冲激光可以作用于土壤样本表面不同的位置点,保证脉冲激光诱导击穿的均匀性,土壤样本置于转速为 5 r/min 的旋转平台上。

实验用土壤样本均来自山西农业大学植物园地表土壤,经过自然风干、去杂、烘干、研磨、筛选后,分为两部分,一部分留用;另一部分与一定浓度的硝酸铅溶液混合并充分搅拌后,再经过二次烘干、研磨、筛选。由机械压片机将这两部分土壤均制成圆形薄片(直径 30 mm,厚度 3 mm),分别作为自然土壤样本和混合土壤样本待测。

## 2 实验结果与分析

### 2.1 分析谱线的确定

在激光诱导击穿产生等离子体的过程中,不同元素的等离子谱线波长不同,同一元素等离子体发射谱线波长也不尽相同,因此在确定谱线的元素归属时,需要综合考虑原子谱线波长、谱线结构、谱线相对强度以及激发电位等多种因素。由于某些元素的发射谱线波长十分接近,实验中观察到的同一条谱线也有可能是不同元素谱线相互叠加的结果,因此在判断谱线的元素归属时存在一定的困难,在实验中应尽可能选取周边干扰较小的谱线作为元素的特征分析谱线。

实验分别测定了自然土壤样本和混合土壤样本在整个可见光波段的激光等离子发射光谱,参照美国国家标准与技术研究院原子光谱数据库(NIST)<sup>[8]</sup>对实验光谱进行分析,发现自然土壤样本中 Fe、Ca、Mg、Ti、Al 等元素的谱线较为丰富,同时谱线强度较高,因此初步判断这些元素为土壤中的基体元素;另外未能观测到 Pb、Cr、Mn 等重金属元素的发射谱线,说明自然土壤中的该类重金属元素含量非常低。以重金属元素铅为研究对象,分析混合土壤样本中铅元素特征谱线,根据 NIST 的元素特征谱线波长,铅元素的原子发射谱线主要分布在 280 ~ 410 nm 的波长范围内,例如 283.305、287.331、357.273、367.149、368.346、373.994 和 405.781 nm 等,其中 405.781 nm 处的等离子体谱线灵敏度较高,且具有较大的发射

强度。混合土壤样本在 400 ~ 410 nm 波段内的 DP-LIBS 图谱如图 2 所示,图中 PbI 405.781 nm 的特征谱线与其周边 Fe 的特征谱线清晰可辨,说明土壤中的基体元素谱线对其干扰较小,因此选定 PbI 405.781 nm 作为重金属元素 Pb 的特征分析谱线。

## 2.2 脉冲间隔对等离子体谱线发射强度的影响

在 DP-LIBS 实验中,采用脉冲时间间隔为  $\Delta t$  的 532 nm 和 1 064 nm 脉冲激光分别对混合土壤样本进行预烧蚀和二次激发,该脉冲时间间隔  $\Delta t$  是影响谱线强度的重要因素之一,合适的  $\Delta t$  值可以确保二次激发光能够与预烧蚀所产生初始等离子体进行较好的相互作用。实验中通常以产生二次激光脉冲的时刻作为计时零点,因此本实验中两个激光脉冲的间隔时间为负值。

在其它实验条件(积分延时 2  $\mu$ s,积分时间 3  $\mu$ s)不变的情况下,调节脉冲间隔从 0 到 -20  $\mu$ s,得到 PbI 405.781 nm 特征谱线的发射强度如图 3 所示,其中实线表示波长 1 064 nm 的激光束单独作用的 SP-LIBS 谱线。由图 3 可见,DP-LIBS 谱线强度均大于 SP-LIBS 的谱线强度,可见二次激发提高了 Pb 原子  $6s^26p^3 \rightarrow 6s^26p(^2P_{1/2})7s$  态的受激几率。分别选取脉冲间隔 -5、-10、-15 和 -20  $\mu$ s 谱线强度进行比较,当脉冲间隔为 -15  $\mu$ s 时谱线强度最高。

将混合土壤样本中 PbI 405.781 nm 的 DP-LIBS 谱线强度与 SP-LIBS 谱线强度的比值作为相对谱线强度,以 2  $\mu$ s 为脉冲间隔取值,则相对谱线强度与脉冲间隔的关系如图 4 所示。由图可见,当脉冲间隔  $\Delta t$  从 -2  $\mu$ s 变化到 -4  $\mu$ s 的过程中,相对谱线强度存在一个小幅的下降过程,这是由于预烧蚀所产生初始等离子体中空气对第二束激光存在吸收作用造成的;当脉冲间隔  $\Delta t$  超过 -4  $\mu$ s 后,预烧蚀激光产生的空气等离子体扩散后在土壤样本表面形成一个负气压区,有助于土壤等离子体的扩散,同时空气等离子体对土壤等离子体也有一个再激发的作用,使土壤等离子体发射光谱强度增强;当脉冲间隔  $\Delta t$  增大到 -14  $\mu$ s 附近时,土壤等离子体发射光谱强度达到一个峰值;随着脉冲间隔  $\Delta t$  的继续增大,土壤样本表层的气压逐步恢复正常,土壤等离子体发射光谱强度逐渐降低。因此,对于 PbI 405.781 nm 的等离子体发射光谱,存在一个最佳脉冲间隔区间,经过优化分析,选定 -15  $\mu$ s 为最佳脉冲间隔,这时 PbI 405.781 nm 的等离子体光谱增强效应最为显著。

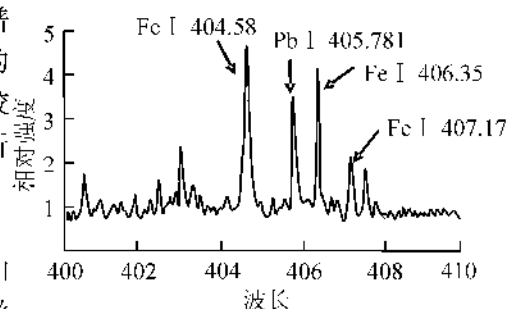


图2 混合土壤样本在 400 ~ 410 nm 的 DP-LIBS 图

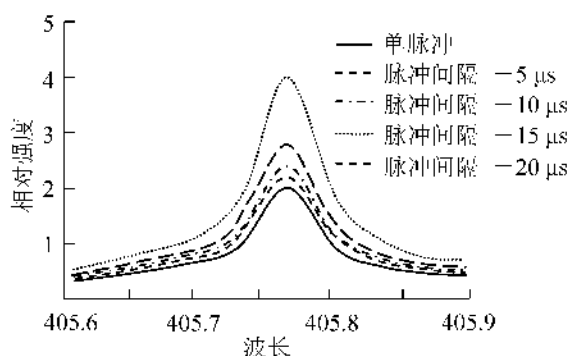


图3 土壤样本在 405.781 nm 附近的 SP-LIBS 和不同  $\Delta t$  时 DP-LIBS 光谱的对比

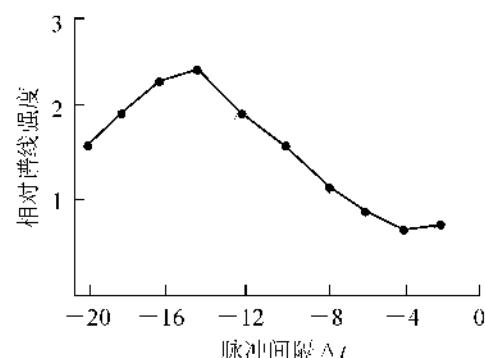


图4 相对谱线强度与脉冲间隔  $\Delta t$  的关系

实验同时发现:其它元素的等离子体发射谱线随脉冲间隔  $\Delta t$  也具有相同的变化趋势,但最佳脉冲间隔  $\Delta t$  并不相同,因此在分析不同元素的 DP-LIBS 特征谱线时,应选取不同的脉冲间隔  $\Delta t$ ,以保证实验结果的准确性。

## 2.3 积分延时对等离子体谱线发射强度的影响

激光诱导击穿光谱中存在强烈的连续背景光谱和原子离散特征谱线,连续背景光谱主要集中在等离子体形成的初期阶段,由高温等离子体强的韧致辐射所致;原子离散特征谱线是由激发态原子发生自发跃迁辐射所致,这时原子的离散特征谱线被连续背景光谱淹没。连续背景光谱和原子离散特征谱线都随时间逐渐衰减,连续背景光谱的衰减速率相对较快,在连续背景光谱迅速衰减的情况下,原子的离散特征谱线逐渐显露出来,因此,积分延时  $t_d$  也是影响 DP-LIBS 等离子体光谱的重要因素之一。如果积分延时太短,则无法消除连续背景谱线的影响,信号背景比(信背比  $S/B$ )太低;如果积分延时过长,则原子特征谱线强度也会存在大幅度的衰减而降低  $S/B$  值,无法进行有效的测量。实验中,通过选择合适积分延时  $t_d$  可以将这种影响最小化,以获得理想的信背比和高分辨率的 LIBS 光谱。

在激光能量、积分时间等实验条件不变的情况下,对混合土壤样本进行 DP-LIBS 光谱检测,分析 PbI 405.781 nm 谱线强度随积分延时  $t_d$  的变化,  $t_d$  取值从 0 到 20  $\mu\text{s}$ ,结果如图 5 所示。由图 5 可见,PbI 405.781 nm 的谱线强度都随积分延时  $t_d$  的增加呈衰减趋势,但它们具有不同的衰减速率<sup>[9]</sup>。当脉冲间隔  $\Delta t$  较小时,第一束激光在样品表面形成的稀薄气体环境不利于等离子体的扩散,这时等离子体发射谱线的衰减速率较慢,谱线的衰减时间较长;当脉冲间隔  $\Delta t$  增大的时候,样品表面稀薄的气体环境逐渐消失,第二束激光激发的等离子体在样品表面扩散较快,等离子体谱线的衰减速率较快。通过对 PbI 405.781 nm 等离子体谱线强度与积分延时  $t_d$  的指数曲线拟合,可得不同脉冲间隔下等离子体发射谱线的衰减时间,在 0 ~ 20  $\mu\text{s}$  的积分延时区内,脉冲间隔为 -5  $\mu\text{s}$  的 PbI 线衰减时间约为 -15  $\mu\text{s}$  时的 1.5 倍。

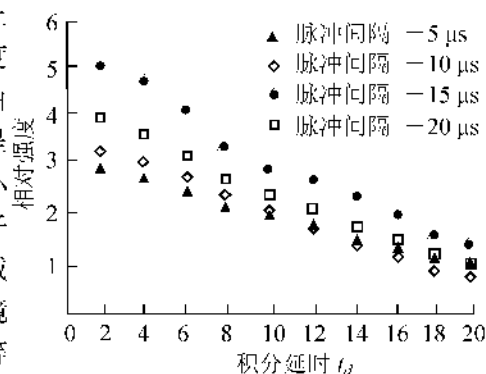


图 5 不同脉冲间隔下谱线强度随积分延时的变化

### 3 结论

基于双脉冲激光诱导击穿光谱 DP-LIBS 技术,在大气环境下对土壤等离子体中重金属铅元素的发射谱线进行了实验研究,从铅元素特征谱线的选取、PbI 405.781 nm 的相对谱线强度与脉冲间隔  $\Delta t$  的关系以及不同脉冲间隔下积分延时  $t_d$  对双脉冲(DP)等离子体谱线发射强度的影响等方面进行了分析。结果表明:选取 PbI 405.781 nm 的特征谱线作为分析谱线最为合适;双脉冲(DP)等离子体发射光谱强度较单脉冲(SP)有一个整体的提升,不同脉冲间隔下光谱增强程度不同,经过优化分析,选定 -15  $\mu\text{s}$  为 PbI 405.781 nm 的最佳脉冲间隔;双脉冲(DP)等离子体发射谱线强度在不同脉冲间隔取值下都随积分延时  $t_d$  的增加呈衰减趋势,当脉冲间隔  $\Delta t$  较小时,等离子体发射谱线的衰减速率较慢,谱线衰减时间较长,通过对 PbI 405.781 nm 等离子体谱线强度与积分延时  $t_d$  的指数曲线拟合,得到脉冲间隔为 -5  $\mu\text{s}$  的等离子体谱线衰减时间约为 -15  $\mu\text{s}$  的 1.5 倍。

### 参 考 文 献

- [1] Piepmeier E H, Malamstadt H V. Q-switched laser energy absorption in the plume of an aluminum alloy [J]. Analytical Chem, 1968, 40: 700-704.
- [2] 张巧, 胡振华, 丁蕾, 等. 钾元素单脉冲和双脉冲激光诱导击穿光谱研究[J]. 光谱学与光谱分析, 2013, 30(6): 945-953.
- [3] 林兆祥, 吴金泉, 龚顺生, 等. 延迟双脉冲激光产生的空气等离子体的光谱研究[J]. 物理学报, 2006, 55: 5892-5898.
- [4] Rai V N, Yueh F Y, Singh J P. Time-dependent single and double pulse laser-induced breakdown spectroscopy of chromium in liquid [J]. Appl Optics, 2008, 47: G21-G29.
- [5] Piscitelli V S, Martinez M A, Fernandez A J, et al. Double pulse laser induced breakdown spectroscopy: experimental study of lead emission intensity dependence on the wavelengths and sample matrix[J]. Spectrochimica Acta Part B: Atomic Spectroscopy, 2005, 60: 1392-1401.
- [6] 杜闯, 高勋, 邵妍, 等. 土壤中重金属元素的双脉冲激光诱导击穿光谱研究[J]. 物理学报, 2013, 62(4): 045202.

- [7]王琦,梁云仙,陈兴龙,等. 预烧蚀双脉冲激光诱导 Fe 等离子体发射光谱的实验研究[J]. 中国激光,2011,38(12): 1215001.
- [8]NIST. Atomic Spectra Database[EB/OL]. (2008-08-28). [2014-10-05]. <http://www.physics.nist.gov/physRefData/ASD/lines-form.html>.
- [9]Nagli L, Gaft M, Cornushkin I. Comparison of single and double - pulse excitation during the earliest stage of laser induced plasma[J]. Analytical and Bioanalytical Chemistry, 2011,400:3216.

## Spectrum Experimental Research on Double-Pulse Laser Induced Soil Plasma

Guo Rui<sup>1</sup>, Song Haiyan<sup>2</sup>

(1. College of Arts and Sciences, Shanxi Agricultural University, Taigu Shanxi 030801, China;

2. College of Engineering, Shanxi Agricultural University, Taigu Shanxi 030801, China)

**Abstract:** The Nd-YAG pulse lasers with wavelength of 532 nm and 1 064 nm are used as excitation source, and with the echelle spectrometer and intensity charge-coupled device (ICCD) as the spectral acquisition and detection devices, an analysis is made of the influence laser pulse interval and integral time delay on Pb element laser induced breakdown plasma emission spectrum in soil. The experimental results show that the plasma spectral line intensity excited by double-pulse laser has an overall lift compared with single pulse, the spectral line intensity has a peak in 0 ~ -20 μs pulse interval range, when the pulse interval is -15 μs, Pb element plasma spectral enhancement effect is best; the plasma emission spectral line intensity of different pulse interval shows a attenuation trend with the increase of the integral time delay, the bigger the pulse interval, the greater the attenuation rate. Based on the index curve fitting of Pb element plasma spectral line intensity and integral delay, the double-pulse LIBS plasma spectrum attenuation time of -5 μs pulse interval is obtained and is about 1.5 times to -15 μs pulse interval.

**Key words:** double-pulse; laser-induced; plasma; pulse interval; integral time

(上接第 61 页)

## Experiment Study on Influence of Manufactured Sand with High Limestone Powder Content on Tunnel Lining Concrete Performance

Xia Jitao<sup>1</sup>, Wang Haiyan<sup>2</sup>, Zhan Qifang<sup>2</sup>, Mi Rongsan<sup>2</sup>

(1. China Railway 21st Bureau Group Co., Ltd Lanzhou 730015, China;

2. Shijiazhuang Vocational College of Railway Technology, Shijiazhuang 050041, China)

**Abstract:** With the development of national infrastructure, the use of concrete has been increasing sharply, which leads to excessive exploitation of natural sand. It would result in serious damage of the environment. Regarding sustainable development of the concrete industry, there is an inevitable trend of using the artificial sand correctly to replace river sand. In view of the erosive environment of tunnel lining concrete in Yunnan Province and the study of making C40 concrete, under the same conditions of the gelled material dosage, water-blinder ratio and sand ratio, the concrete is mixed with 0%, 15%, 25%, 35%, 45% and 55% of manufactured sand in place of natural river sand, respectively to investigate variation rules of working performance and mechanical function of tunnel lining concrete with diverse substitute rate. The result shows that the best substitute rate of manufactured sand is about 35%, with which the working performance and mechanical function of the concrete works well.

**Key words:** manufactured sand; limestone powder; tunnel lining concrete; working performance; mechanical performance



# 磷酸铋光催化材料的结构特性与研究进展

靳慧芳, 张希清

(石家庄铁道大学 材料科学与工程学院, 河北 石家庄 050043)

**摘要:**铋系半导体材料电子结构独特,在可见光范围内具有较好的催化活性。利用铋系半导体的这一特性,通过其他元素的掺杂、复合可制备出有效分解有机、无机污染物的光催化剂。近年来,国内外对铋系材料的研究也越来越多,在介绍铋系半导体电子结构的基础上,综述了近几年国内外对此类催化剂的研究,并对铋系光催化剂的发展趋势进行展望。

**关键词:**磷酸铋;可见光;光催化

**中图分类号:** TQ426.8 **文献标志码:** A **文章编号:** 2095-0373(2015)01-0082-04

## 0 引言

光催化是利用太阳光的能激发半导体满带中的电子,使其跃迁到导带中,形成导带电子与价带空穴。此时的电子空穴具有很强的氧化还原性,可将大分子物质分解为水、CO<sub>2</sub>和无机盐等小分子物质,同时,电子与空穴之间有极大的吸引力使他们很容易复合,电子空穴对的复合使光催化性能大为降低。除此之外,自由激子在半导体中传输的过程中若遇到缺陷也会被缺陷捕获,失去氧化还原能力。这是影响催化剂反应活性的重要因素。半导体本身的电子结构、品格参数是它光催化性能好坏的根本原因,通过掺杂、构建异质结等手段可有效提高材料原来的催化性能。

半导体禁带宽度的大小决定了其本身的光吸收阈值,满足  $E_g = 1240/\lambda_g$  (eV),不同的半导体材料,带隙能不同,相应的光吸收阈值也是不同的<sup>[1]</sup>。

对于铋系半导体光催化剂,研究的热点一直集中在铋氧化物光催化剂,钛酸铋系催化剂,钨酸铋纳米晶催化剂,钼酸铋光催化剂,钒酸铋光催化剂,还有复合型铋催化剂,关于磷酸铋的研究还相对较少。在大量的研究中,人们发现了铋系光催化剂的优点:在可见光范围内有明显的吸收,在可见光下对难降解有机物具有良好的催化作用,这是铋系催化剂独特的优势。

相对于铋系其他光催化材料来说,磷酸铋半导体中,磷元素与铋元素属于同一族,铋原子半径为1.7埃,磷原子半径为1.3埃,更有利于电子的共有化,且磷酸铋禁带宽度在2.8 eV左右,在可见光中的响应范围较长。氧化铋,钛酸铋等催化剂的研究较多,也取得了不错的催化效果,在可见光范围内有明显吸收是铋系催化材料的共同点,但此种程度的可见光吸收还远远不够,光量子效率不高,因此研发新的铋系催化材料,并以此为基础,进行结构修饰与改性是接下来需要进行的工作。

## 1 磷酸铋光催化材料的结构特性

Bi的外层电子为6s<sup>2</sup>6p<sup>3</sup>,可形成三价和五价的化合物。当Bi失去三个电子,则6s<sup>2</sup>轨道可与O2p轨道发生部分重叠而在半导体中形成价带的顶端,这样就可以使得禁带宽度降低,实现对更多可见光的吸收,且增加价带的宽度进而有利于提高空穴的移动性。Bi(III)的绝大多数电子均在共有化运动中成为了相应半导体价带的组成部分<sup>[2,3]</sup>。

磷酸铋是n型宽带系半导体材料,光催化降解亚甲基蓝和甲基橙的速率为独居石型磷酸铋>单斜磷

收稿日期:2013-12-24 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdkxbzrb.2015.01.17

作者简介:靳慧芳(1989-),女,硕士研究生,主要从事无机非金属材料研究。E-mail:m15100316103@163.com

靳慧芳,张希清.磷酸铋光催化材料的结构特性与研究进展[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2015,28(1):82-85.



酸铋>六方磷酸铋。独居石型磷酸铋由于 $\text{PO}_4$ 四面体的扭曲程度最大,产生的偶极矩最大,最有利于电子空穴的分离,使得光催化活性最高<sup>4</sup>。

## 2 磷酸铋主要制备方法

单纯的 $\text{BiPO}_4$ 制备简单,便于分析,是研究磷酸铋基催化材料的基础,前人已经做了大量研究,其中具有代表性的是潘成思,朱永法通过水热反应、高温水解反应、表面杂化碳化氮等方法,制备出不同晶相的磷酸铋晶体。通过高温水解法可控合成了磷酸铋纳米晶,其中9 nm的样品去除油酸后的比表面积是 $75 \text{ m}^2/\text{g}$ ,其光催化活性比P25 二氧化钛提高3.6倍左右,是水热合成磷酸铋样品的两倍<sup>[5]</sup>。

刘艳芳等<sup>[6]</sup>采用水热法合成了形貌可控的磷酸铋纳米棒光催化剂,研究发现甘油含量、水热时间、水热温度及前驱体浓度会影响磷酸铋纳米棒的形貌及结构。前驱体浓度越低,所得 $\text{BiPO}_4$ 纳米棒的尺寸越小,长径比越大。水热时间短时,产物结晶度差,且为六方相,时间延长后转化为单斜相。水热温度为 $160^\circ\text{C}$ 时产物的结晶度最高。

Fei Xue et al<sup>[7]</sup>采用溶剂热法可控合成了六方晶体 $\text{BiPO}_4$ 纳米包围层和单斜晶系 $\text{BiPO}_4$ 纳米棒,反应温度为 $200^\circ\text{C}$ ,磷酸铋在反应过程中发生了从六方相到单斜相的转变。

这些实验都验证了磷酸铋从六方相转变为单斜相后,光催化活性有较大提高,其原因在于六方相堆积形式要比单斜相更紧密,电子共有化后形成的周期电势比单斜相短,自由激子在其中的运动不如在单斜相中灵活。

## 3 磷酸铋的改性与催化机理

### 3.1 不同金属元素与半导体材料掺杂或利用不同半导体的不同带隙构建异质结

将两种能带位置适合的半导体材料复合,制备光催化剂,不仅可以提高光生电子与空穴的分离效果,还可以扩大光吸收波长的范围,这种方法已经引起研究者的高度重视,成为提高光催化性能的一条非常有效且实用的新途径。

异质结对控制电子空穴对的分离有很大作用,两种(或多种)半导体材料形成异质结后,费米能级达到平衡,在结的两侧分别聚集电子和空穴,在结中产生内建电势,利用光伏效应阻止自由激子的复合,因此近年来对异质结的研究也很多。异质结的结构形式有很多,包括纳米管同轴异质结,量子点异质结,同轴纳米线异质结,核壳异质结,一维金属-半导体异质结等,但其本质都属于同型异质结或反型异质结,包括n-n型,p-p型,p-n型。

由于一维异质结纳米材料新颖的结构、独特的光电特性,受到科学家们广泛的关注和重视。一维异质结纳米材料是由两种或两种以上不同性质的材料按一定的迭代顺序交替生长,由异质结连接而成的一维周期性纳米结构。其周期性的异质结能有效控制电子、空穴和各种激子的传输,从而使其具有新颖的库伦阻塞效应、肖特基二极管现象、欧姆接触特性、热点特性和电致发光特性等<sup>8</sup>。

Ramadan et al<sup>[9]</sup>通过溶胶凝胶法合成了 $\text{Bi}_{1-x}\text{Ca}_x\text{FeO}_3$ (BCFO)纳米颗粒,分析表明随Ca离子浓度的增加, $\text{Bi}_2\text{Fe}_4\text{O}_9$ 相快速减少,在Ca离子浓度大约10%以上时, $\text{Fe}_2\text{O}_3$ 的峰随铁磁性的增大而被观察到,如图1所示。

BFO与 $\alpha(\gamma)\text{-Fe}_2\text{O}_3$ 之间的纳米p/n结延长了载流子的寿命,从而提高催化活性,另外复合材料的磁化为回收利用提供了便利的途径。

熊巍等<sup>[10]</sup>用水热法和离子交换法制备了 $\text{AgPO}_4/\text{BiPO}_4$ 复合纳米材料,结合X射线衍射(XRD)、紫外-可见漫反射(DRS)、扫描电子显微镜(SEM)、透射电子显微镜(TEM)、表面光电压谱(SPV)等多种表征

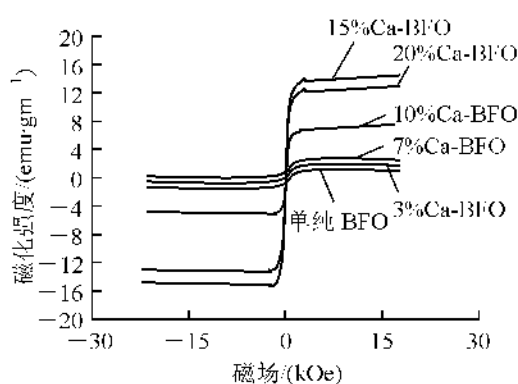


图1 室温下测得的BFO和BCFO纳米颗粒的M-H曲线

手段对样品的结构、形貌和光学特性进行了分析。结果表明,  $\text{BiPO}_4$  为表面比较光滑的直径大约为 300 nm 的棒状纳米结构, 并且具有较高的分散性, 表面负载  $\text{Ag}_3\text{PO}_4$  以后, 表面变的较粗糙, 直径增大到 500 nm 左右。光催化性能较单独的  $\text{BiPO}_4$  有较大提高。

Jing Cao et al.<sup>[11]</sup> 用温和的沉淀法制备了  $\text{BiOI}/\text{BiPO}_4$  p-n 型异质结, 用 p 型窄带系  $\text{BiOI}$  修饰 n 型宽带系  $\text{BiPO}_4$ ,  $\text{BiOI}$  敏化了  $\text{BiPO}_4$ , 使其吸收更多的可见光, 并对  $\text{BiPO}_4$  光催化性能提高的机理进行了分析, 主要是由于异质结在  $\text{BiOI}/\text{BiPO}_4$  界面上的形成, 促使光生电子-空穴对的分离与传输。

此外, 还有稀有金属如 Eu(铕)、Gd(镱)掺杂磷酸铋<sup>[12]</sup>。

### 3.2 掺杂非金属元素, 改进磷酸铋的催化活性

非金属改性磷酸铋的研究相对较少, 氟是已知的最强的氧化剂之一, 有很强的电负性, 能与很多物质发生化学反应。

Yanfang Liu et al.<sup>[13]</sup> 通过原位氟化作用合成了 F 掺杂  $\text{BiPO}_4$  光催化剂, 磷酸铋中氧晶格被氟取代, 导致极化度增高, 诱导  $\text{BiPO}_4$  偶极矩的增加, 这有利于电子空穴对分离效率的提高。研究表明, F 的掺入不仅提高了降解亚甲基蓝的速率, 还增大了矿化亚甲基蓝和苯酚的速率。光催化性能的提高归功于极化度的提高引起了基体更强的吸附能力, 更多的活性表面和更高的电子空穴对分离效率。但过多的掺杂会引起光催化活性的降低, 因为高的缺陷集中会加快电子空穴的复合。

该实验中, 原位氟化作用可能使磷酸铋的晶型转变为独居石型, F 诱导  $\text{BiPO}_4$  偶极矩增大, 磷酸根四面体的扭曲程度也达到最大。

### 3.3 采用不同手段研究磷酸铋催化降解污染物的机理

Y Liu et al.<sup>[14]</sup> 在  $\text{H}_2\text{O}_2$  的协同作用下研究磷酸铋的降解机理, 以及  $\text{H}_2\text{O}_2$  对磷酸铋光催化机理的影响。研究表明, 苯酚可被双氧水的光解作用快速转变为芳香族中间产物, 但是不能彻底矿化。充足的  $\text{H}_2\text{O}_2$  可使  $\text{BiPO}_4$  催化效率提高, 原因在于  $\text{H}_2\text{O}_2$  光解产生的  $\text{OH}\cdot$  可俘获电子, 使电子与空穴分离,  $\text{H}_2\text{O}_2$  的存在有利于苯酚向中间产物转变, 但不能彻底矿化, 与  $\text{H}_2\text{O}_2$  的光解作用相比, 磷酸铋主要的活性种类在于光生空穴, 它可以快速分离并矿化苯酚的羧基中间产物, 使苯酚在 4 h 内被完全矿化。

J Xu et al.<sup>[15]</sup> 用  $\text{BiPO}_4$  纳米材料光降解常见药物立痛定, 用水热法合成  $\text{BiPO}_4$ , 在 180 °C 下制备, 反应 72 h 时光催化活性最好, 60 min 照射后, 立痛定近乎从水中完全消失。研究表明, 好的催化活性归因于磷酸铋单斜相和有序形貌的协同作用。

Chengsi Pan et al.<sup>[16]</sup> 控制水热时间, 合成了不同羟基相关缺陷浓度的  $\text{BiPO}_4$  光催化剂。通过矿化降解罗丹明 B 分析缺陷对催化剂催化活性的影响, 研究表明晶体中的缺陷通过形成缺陷能级和复合中心, 显著降低了磷酸铋的光催化活性, 缺陷能级会限制载体的运输去产生羟基和超氧原子团。更进一步, 当  $\text{BiPO}_4$  晶格中存在大量 OH-相关缺陷时, 脱乙基中间产物像 N, N, NO-三乙基罗丹明和 N, NO 二乙基罗丹明会在溶液中积累。当  $\text{BiPO}_4$  晶格中存在少量羟基缺陷时, 整个发色团会分裂开来。受缺陷的存在的影响超氧自由基减少被证实对脱乙基过程是有利的, 因此导致矿化程度的降低。

## 4 存在问题与展望

文中所归纳的几个方向是今后磷酸铋光催化材料的主要研究趋势。首先, 不同金属与半导体材料的掺杂, 构建异质结; 其次, 掺杂非金属元素, 如氟、氮等; 最后, 系统研究磷酸铋的光降解机理。对磷酸铋光催化材料的研究虽然已经逐步成熟, 但其还不能在太阳光下足够有效、稳定的分解污染物, 限制因素有很多, 包括半导体带隙与太阳光谱不协调, 无效的电荷分离与运输, 半导体毒化降解副作用导致材料不稳定等。

磷酸铋独特的电子结构所带来的优异性质必将逐步得到系统的研发, 为光催化降解污染物贡献力量。

## 参 考 文 献

[1] 张茂林, 李龙凤. 异相光催化技术及其影响因素和改进方法[J]. 淮北煤炭师范学院学报: 自然科学版, 2009, 30(4): 33-

- 41.
- [2] Coodenough J B, Hammett A, Dare-Edwards M P, et al. Inorganic materials for photoelectrolysis[J]. Surface Science, 1980, 101(1):531-540.
- [3] Blasse G, Dirksen G J, de Korte P H M. Materials with cationic valence and conduction bands for photoelectrolysis of water [J]. Materials Research Bulletin, 1981, 16(8):991-998.
- [4] 朱永法. BiPO<sub>4</sub> 系高催化活性光催化材料研究[C]//第十三届全国太阳能光化学与光催化学术会议学术论文集. 武汉: 中国可再生能源学会, 2012.
- [5] 潘成思, 朱永法. 磷酸铋高活性光催化剂研究[C]//第六届全国环境化学大会暨环境科学仪器与分析仪器展览会摘要集. 上海:[出版者不详], 2011.
- [6] 刘艳芳, 马新国, 易欣, 等. 磷酸铋纳米棒的可控合成及其光催化性能[J]. 物理化学学报, 2012, 28(3):654-660.
- [7] Xue F, Li H, Zhu Y, et al. Solvothermal synthesis and photoluminescence properties of BiPO<sub>4</sub> nano-cocoons and nanorods with different phases[J]. Journal of Solid State, 2009, 182:1396-1400.
- [8] 冯秀梅, 胡建强, 谢静思, 等. 一维金属/半导体异质结纳米材料的制备及性能研究[J]. 化学进展, 2009, 21(4):755-764.
- [9] Ramadan, Wegdan, Shaikh, et al. Highly efficient photocatalysis by BiFeO<sub>3</sub>/alpha (gamma)-Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> ferromagnetic nano p/n junction formed by dopant-induced phase separation[J]. Journal of nanoparticle research, 2013, 15(8):1-10.
- [10] 熊巍, 李新勇, 肇启东, 等. Ag<sub>3</sub>PO<sub>4</sub>/BiPO<sub>4</sub> 的制备、表征及其可见光光催化降解甲苯研究[C]//第六届全国环境化学大会暨环境科学仪器与分析仪器展览会摘要集. 上海:[出版者不详], 2011.
- [11] Cao Jing, Xu Benyan, Lin Haili, et al. Highly improved visible light photocatalytic activity of BiPO<sub>4</sub> through fabricating a novel p-n heterojunction BiOI/BiPO<sub>4</sub> nanocomposite[J]. Chemical Engineering Journal, 2013, 228(15):482-488.
- [12] Huang Hongwei, Qi Hongjie, He Ying, et al. Enhanced photocatalytic activity of Eu<sup>3+</sup> and Cd<sup>3+</sup> doped BiPO<sub>4</sub> [J]. Journal of Materials Research, 2013, 28:2977-2984.
- [13] Liu Y, Lv Y, Zhu Y, et al. Fluorine mediated photocatalytic activity of BiPO<sub>4</sub> [J]. Applied Catalysis B, 2014, 147(5):851-857.
- [14] Liu Y, Zhu Y, Xu J, et al. Degradation and mineralization mechanism of phenol by BiPO<sub>4</sub> photocatalysis assisted with H<sub>2</sub>O<sub>2</sub> [J]. Applied Catalysis B, 2013, 142/143:561-567.
- [15] Xu J, Li L, Guo C, et al. Photocatalytic degradation of carbamazepine by tailored BiPO<sub>4</sub>: efficiency, intermediates and pathway[J]. Applied Catalysis B: Environmental, 2012, 130/131:285-292.
- [16] Pan C, Xu J, Chen Y, et al. Influence of OH-related defects on the performances of BiPO<sub>4</sub> photocatalyst for the degradation of rhodamine B[J]. Applied Catalysis B: Environmental, 2012, 115/116:314-319.

## The Electronic Structure and Development of Bismuth Phosphate Photocatalysis

Jin Huifang, Zhang Xiqing

(Shijiazhuang Tiedao University, Material Institute, Shijiazhuang 050043, China)

**Abstract:** Bismuth-based semiconductor has good catalytic activity in visible light for its particular electronic structure. Thus it is feasible to synthesize excellent photocatalyst used for decomposing contaminant by doping other element. In recent years, bismuth-based visible light photocatalysts have attracted much attention. This paper introduces the electronic structure of bismuth-based semiconductor, reviews the study of this kind of catalyst in recent years, and prospects the development of photocatalysts.

**Key words:** Bismuth phosphate; visible light; photocatalysis

# 含分数阶微分的二自由度悬架系统动力学分析

樊明辉, 申永军, 杨绍普

(石家庄铁道大学 机械工程学院, 河北 石家庄 050043)

**摘要:**研究了含分数阶项的二自由度悬架系统,利用改进的平均法、拉氏变换法、谐波平衡法和复频域法得到了简谐激励下系统响应的解析解,比较了解析解和数值解,二者逼近的精度很高,证明了解析解的准确性。分析了分数阶参数对悬架系统的动力学行为的影响,发现含分数阶微分悬架系统响应稳态幅值能够大幅降低,其动力学性能得到极大提高。

**关键词:**分数阶;二自由度悬架;平均法;拉氏变换法;谐波平衡法;复频域法

**中图分类号:**U461.1 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0086-06

二自由度悬架系统能够反映出悬架的重要指标(舒适性、平顺性和安全性),一直是悬架研究的热点之一。Mohammed Abu-Hilal<sup>[1]</sup>利用解析法研究了二自由度系统的不动点及系统在不动点处的幅频特性。申永军等<sup>[2]</sup>基于最优控制对汽车被动悬架参数进行了优化设计。张振华等<sup>[3]</sup>对二自由度悬架线性模型的最佳阻尼比进行了解析研究。陈宁等将分数阶理论应用到了车辆悬架的自适应控制和滑模变控制<sup>[4-5]</sup>。

以二自由度悬架悬架为基础,引入分数阶微分项,分别采用平均法、谐波平衡法、拉氏变换法和复频域法对所建模型进行了解析研究,并分析了分数阶参数对车体位移传递率和相对位移(悬架变形)传递率的影响。

## 1 简谐激励下的解析研究

### 1.1 基于平均法的解析研究

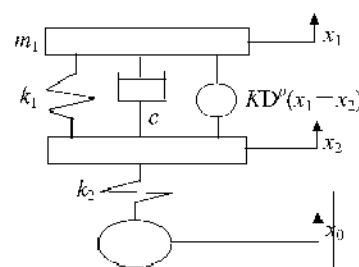
研究如图1的含分数阶微分二自由度悬架系统。根据牛顿第二定律可得其运动微分方程

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1 + k_1(x_1 - x_2) + c(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + KD^p(x_1 - x_2) = 0 \\ m_2 \ddot{x}_2 + k_1(x_2 - x_1) + k_2(x_2 - x_0) + c(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) - KD^p(x_1 - x_2) = 0 \end{cases} \quad (1)$$

式中, $c$ 为被动系统阻尼系数; $x_0 = X_0 \cos \omega t$ ;  $m_1, m_2$ 分别为系统的簧载质量和非簧载质量; $k_1, k_2$ 分别为系统的悬架刚度和轮胎刚度; $x_1$ 和 $x_2$ 分别为车体位移和轮胎位移; $D^p(x_1 - x_2)$ 为 $x_1 - x_2$ 关于时间 $t$ 的 $p$ 阶导数( $0 \leq p \leq 1$ ); $K$ 为分数阶系数且 $K \geq 0$ 。分数阶微积分的定义有很多种,本文采用Caputo定义<sup>[6]</sup>

$$D^p[x(t)] = \frac{1}{\Gamma(1-p)} \int_0^t \frac{x'(u)}{(t-u)^p} du \quad (2)$$

式中, $\Gamma(x)$ 为Gamma函数,满足 $\Gamma(z+1) = z\Gamma(z)$ 。令 $x_1 - x_2 = x_r$ , 图1 含分数阶微分二自由度悬架模型并做如下变换



收稿日期:2013-09-24 责任编辑:刘宪福 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxxbzh.2015.01.18

作者简介:樊明辉(1986-),男,硕士研究生,研究方向为车辆系统动力学及控制。E-mail: fmmh007@163.com

基金项目:国家自然科学基金(11072158,11372198);教育部新世纪优秀人才计划项目(NCET-11-0936)

樊明辉,申永军,杨绍普.含分数阶微分的二自由度悬架系统动力学分析[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2014,28(1):86-90.

$$\omega_1^2 = \frac{k_1}{m_1}, 2\xi_1 = \frac{c}{m_1}, \omega_2^2 = \frac{k_2}{m_2}, 2\xi_2 = \frac{c}{m_2}, \omega_r^2 = \frac{k_1 + k_2}{m_2}, \lambda_1 = \frac{K}{m_1}, \lambda_2 = \frac{K}{m_2};$$

则可得到

$$\begin{cases} \ddot{x}_1 + \omega_1^2 x_r + 2\xi_1 \dot{x}_r + \lambda_1 D^p(x_r) = 0 \\ \ddot{x}_1 - \ddot{x}_r - \omega_r^2 x_r + \omega_2^2 x_1 - 2\xi_2 \dot{x}_r - \lambda_2 D^p(x_r) = \omega_2^2 x_0 \end{cases} \quad (3)$$

根据平均法,分别设  $x_1$  和  $x_r$  的解的形式为

$$\begin{cases} x_1 = a_1 \cos \varphi_1 \\ \dot{x}_1 = -\omega a_1 \sin \varphi_1 \end{cases}, \begin{cases} x_r = a_r \cos \varphi_r \\ \dot{x}_r = -\omega a_r \sin \varphi_r \end{cases} \quad (4)$$

式中,  $\varphi_1 = \omega t + \theta_1$ ;  $\varphi_r = \omega t + \theta_r$ 。

基于式(3)和式(4)可得

$$\begin{cases} \dot{a}_1 = \frac{E}{\omega} \sin \varphi_1 \\ a_1 \dot{\theta}_1 = \frac{E}{\omega} \cos \varphi_1 \end{cases}, \begin{cases} \dot{a}_r = \frac{F}{\omega} \sin \varphi_r \\ a_r \dot{\theta}_r = \frac{F}{\omega} \cos \varphi_r \end{cases} \quad (5)$$

式中,  $E = \omega_1^2 a_r \cos(\varphi_1 + \theta_r - \theta_1) - 2\xi_1 \omega a_r \sin(\varphi_1 + \theta_r - \theta_1) - a_1 \omega^2 \cos \varphi_1 + \lambda_1 D^p[a_r \cos(\varphi_1 - \theta_1 + \theta_r)]$ ;  
 $F = \omega_2^2 X_0 \cos(\varphi_r - \theta_r) + (\omega_1^2 + \omega_r^2 - \omega^2) a_r \cos \varphi_r - \omega_2^2 a_1 \cos(\varphi_r + \theta_1 - \theta_r) - 2(\xi_1 + \xi_2) \omega a_r \sin \varphi_r +$   
 $(\lambda_2 + \lambda_1) D^p(a_r \cos \varphi_r)。$

对式(5)利用平均法<sup>[6]</sup>进行求解可得

$$\begin{aligned} \dot{a}_1 &= \frac{a_r \pi [-2\xi_1 \omega \cos(\theta_1 - \theta_r) + \omega_1^2 \sin(\theta_1 - \theta_r)]}{2\pi\omega} - \frac{1}{2} \lambda_1 a_r \cos(\theta_1 - \theta_r) \omega^{p-1} \sin \frac{p\pi}{2} + \\ &\quad \frac{1}{2} \lambda_1 a_r \sin(\theta_1 - \theta_r) \omega^{p-1} \cos \frac{p\pi}{2} \end{aligned} \quad (6a)$$

$$\begin{aligned} a_1 \dot{\theta}_1 &= \frac{\pi [a_r \omega_1^2 \cos(\theta_1 - \theta_r) - a_1 \omega^2 + 2\omega a_r \xi_1 \sin(\theta_1 - \theta_r)]}{2\pi\omega} + \frac{1}{2} \lambda_1 a_r \cos(\theta_1 - \theta_r) \omega^{p-1} \cos \frac{p\pi}{2} + \\ &\quad \frac{1}{2} \lambda_1 a_r \sin(\theta_1 - \theta_r) \omega^{p-1} \sin \frac{p\pi}{2} \end{aligned} \quad (6b)$$

$$\dot{a}_r = \frac{\pi [-2a_r(\xi_1 + \xi_2)\omega + a_1 \omega_2^2 \sin(\theta_1 - \theta_r) + X_0 \omega_2^2 \sin \theta_r]}{2\pi\omega} - \frac{1}{2} (\lambda_1 + \lambda_2) a_r \omega^{p-1} \sin \frac{p\pi}{2} \quad (6c)$$

$$a_r \dot{\theta}_r = \frac{\pi [a_r(\omega_1^2 + \omega_r^2 - \omega^2) - a_1 \omega_2^2 \cos(\theta_1 - \theta_r) + X_0 \omega_2^2 \sin \theta_r]}{2\pi\omega} + \frac{1}{2} (\lambda_1 + \lambda_2) a_r \omega^{p-1} \cos \frac{p\pi}{2} \quad (6d)$$

将式(6)联立可得到关于稳态解  $a_1$ 、 $a_r$ 、 $\theta_1$  和  $\theta_r$  的四元非线性方程组。 $a_1$ 、 $a_r$  分别代表了悬架系统的车体位移和悬架变形稳态幅值。

## 1.2 基于谐波平衡法的解析研究

设式(3)的近似解为

$$x_1 = \bar{a}_1 \cos(\omega t - \bar{\theta}_1), x_r = \bar{a}_r \cos(\omega t - \bar{\theta}_r) \quad (7)$$

将式(7)代入到式(3)中,进行化简计算可以得到关于  $\cos \omega t$  和  $\sin \omega t$  系数的方程组

$$-\omega^2 \bar{a}_1 \cos \bar{\theta}_1 + \omega_1^2 \bar{a}_r \cos \bar{\theta}_r + 2\omega \xi_1 \bar{a}_r \sin \bar{\theta}_r + \lambda_1 \bar{a}_r \omega^p \cos \left( \bar{\theta}_r - \frac{p\pi}{2} \right) = 0 \quad (8a)$$

$$-\omega^2 \bar{a}_1 \sin \bar{\theta}_1 + \omega_1^2 \bar{a}_r \sin \bar{\theta}_r - 2\omega \xi_1 \bar{a}_r \cos \bar{\theta}_r + \lambda_1 \bar{a}_r \omega^p \sin \left( \bar{\theta}_r - \frac{p\pi}{2} \right) = 0 \quad (8b)$$

$$\begin{aligned} (\omega_1^2 + \omega_r^2 - \omega^2) \bar{a}_r \cos \bar{\theta}_r - \omega_2^2 \bar{a}_1 \cos \bar{\theta}_1 + (\lambda_1 + \lambda_2) \bar{a}_r \omega^p \cos \left( \bar{\theta}_r - \frac{p\pi}{2} \right) + \\ 2(\xi_1 + \xi_2) \omega \bar{a}_r \sin \bar{\theta}_r = -X_0 \omega_2^2 \end{aligned} \quad (8c)$$

$$(\omega_1^2 + \omega_r^2 - \omega^2) \bar{a}_r \sin \bar{\theta}_r - \omega_2^2 \bar{a}_1 \sin \bar{\theta}_1 + (\lambda_1 + \lambda_2) \bar{a}_r \omega^p \sin \left( \bar{\theta}_r - \frac{p\pi}{2} \right) - 2(\xi_1 + \xi_2) \omega \bar{a}_r \cos \bar{\theta}_r = 0 \quad (8d)$$



联立式(8) 可得到关于稳态解  $\alpha_1$ 、 $a_r$ 、 $\theta_1$  和  $\theta_r$ 。

### 1.3 基于频率响应的拉氏变换法

由于  $x_0 = X_0 \cos \omega t$ , 则  $\dot{x}_0 = X_0 e^{j\omega t}$ , 则式(3) 由拉氏变换可化为

$$\begin{cases} s^2 X_1 + \omega_1^2 X_r + 2\xi_1 s X_r + \lambda_1 s^p X_r = 0 \\ s^2 X_1 - s^2 X_r - \omega_r^2 X_r + \omega_2^2 X_1 - 2\xi_2 s X_r - \lambda_2 s^p X_r = \omega_2^2 X_0 e^{j\omega t} \end{cases} \quad (9)$$

设  $X_1 = H(j\omega)_{x_1 \sim x_0} e^{j\omega t}$ ,  $X_r = H(j\omega)_{x_r \sim x_0} e^{j\omega t}$ , 并令  $s = j\omega$  有

$$\begin{cases} -\omega^2 X_1 + \omega_1^2 X_r + 2\xi_1 j\omega X_r + \lambda_1 j^p \omega^p X_r = 0 \\ -\omega^2 X_1 - \omega^2 X_r - \omega_r^2 X_r + \omega_2^2 X_1 - 2\xi_2 j\omega X_r - \lambda_2 j^p \omega^p X_r = \omega_2^2 X_0 e^{j\omega t} \end{cases} \quad (10)$$

根据上式可得

$$\bar{X}_1 = |H(j\omega)_{x_1 \sim x_0}| = \frac{X_0 \omega_2^2 \sqrt{\left(2\omega\xi_1 + \lambda_1 \omega^p \sin \frac{p\pi}{2}\right)^2 + \left(\omega_1^2 + \lambda_1 \omega^p \cos \frac{p\pi}{2}\right)^2}}{\Delta_1} \quad (11a)$$

$$\bar{X}_r = |H(j\omega)_{x_r \sim x_0}| = \frac{X_0 \omega^2 \omega_2^2}{\Delta_1} \quad (11b)$$

式中,

$$\begin{aligned} \Delta_1^2 = & \left[ (-\omega^2 + \omega_2^2) \left(2\omega\xi_1 + \lambda_1 \omega^p \sin \frac{p\pi}{2}\right) - \omega^2 \left(2\omega\xi_2 + \lambda_2 \omega^p \sin \frac{p\pi}{2}\right) \right]^2 + \\ & \left[ (-\omega^2 + \omega_2^2) \left(\omega_1^2 + \lambda_1 \omega^p \cos \frac{p\pi}{2}\right) - \omega^2 \left(-\omega^2 + \omega_r^2 + \lambda_2 \omega^p \cos \frac{p\pi}{2}\right) \right]^2. \end{aligned}$$

### 1.4 基于谐波平衡法的复频域方法

根据复数与谐波函数的关系可设

$$x_1 = Y_1 e^{j\omega t}, x_r = Y_r e^{j\omega t}, D^p(x_r) = Y_r e^{j\omega t} \omega^p e^{j\omega t}.$$

将公式分别代入到式(3) 中, 可得到

$$-Y_1 \omega^2 e^{j\omega t} + \omega_1^2 Y_r e^{j\omega t} + 2\xi_1 j\omega Y_r e^{j\omega t} + \lambda_1 Y_r e^{j\omega t} \omega^p e^{j\omega t} = 0 \quad (12a)$$

$$-Y_1 \omega^2 e^{j\omega t} + Y_r \omega^2 e^{j\omega t} - \omega_r^2 Y_r e^{j\omega t} + \omega_2^2 Y_1 e^{j\omega t} - 2\xi_2 j\omega Y_r e^{j\omega t} - \lambda_2 e^{j\omega t} \omega^p Y_r e^{j\omega t} = \omega_2^2 X_0 e^{j\omega t} \quad (12b)$$

对式(12) 进行求解得到稳态幅值  $Y_1$  和  $Y_r$  的解析形式

$$\bar{Y}_1 = \frac{X_0 \omega_2^2 \sqrt{\left(\omega_1^2 + \omega^p \lambda_1 \cos \frac{p\pi}{2}\right)^2 + \left(2\omega\xi_1 + \lambda_1 \omega^p \sin \frac{p\pi}{2}\right)^2}}{\Omega} \quad (13a)$$

$$Y_r = \frac{X_0 \omega^2 \omega_2^2}{\Omega} \quad (13b)$$

式中,

$$\begin{aligned} \Omega^2 = & \left[ -2\omega^3 \xi_1 + 2\omega\omega_2^2 \xi_1 - 2\omega^3 \xi_2 + \omega_2^2 \lambda_1 \omega^p \sin \frac{p\pi}{2} - (\lambda_1 + \lambda_2) \omega^{2+p} \sin \frac{p\pi}{2} \right]^2 + \\ & \left[ \omega^4 - \omega^2 \omega_1^2 + \omega_1^2 \omega_2^2 - \omega^2 \omega_r^2 - \omega^{p-2} (\lambda_1 + \lambda_2) \cos \frac{p\pi}{2} + \omega^p \omega_2^2 \lambda_1 \cos \frac{p\pi}{2} \right]^2. \end{aligned}$$

## 2 数值仿真及分析

数值解的解法采用文献[7] 给出的算法, 关于该方法的算例和精度分析可以参考文献[6-7]。该方法的近似公式为

$$D^p[x(t_i)] \approx h^{-p} \sum_{j=0}^i C_j^p x(t_{i-j}) \quad (14)$$

式中,  $t_i = ih$  为采样时间点;  $h$  为时间步长;  $C_j^p$  为分数阶二项式系数, 并且具有如下迭代关系

$$C_0^p = 1, C_j^p = \left(1 - \frac{1+p}{j}\right) C_{j-1}^p \quad (15)$$

基本参数为  $m_1 = 240 \text{ kg}$ ,  $m_2 = 36 \text{ kg}$ ,  $k_1 = 16\,000 \text{ N/m}$ ,  $k_2 = 16\,000 \text{ N/m}$ ,  $c = 1\,000 \text{ N} \cdot \text{s/m}$ ,  $X_0 = 0.01 \text{ m}$ ,  $p = 0.5$ ,  $K = 500$ , 其单位与分数阶次  $p$  有关。仿真过程中选取  $400 \text{ s}$  作为仿真时间以保证足够长时间, 时间步长为  $0.005 \text{ s}$  以保证数值精度。选取后  $100 \text{ s}$  分析, 选取其中最大的值作为稳态幅值, 解析解与数值解见于图 2 ~ 图 5 中, 可见二者吻合良好, 解析解的结果有很高的精度。

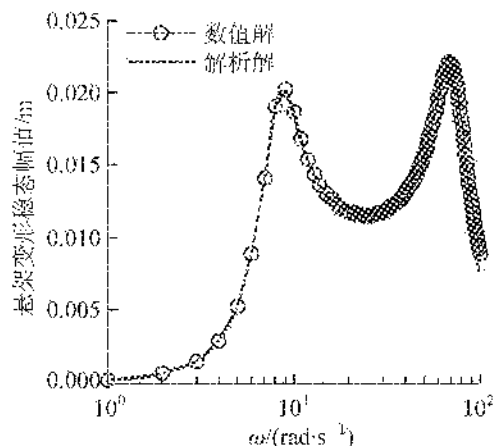


图2 基于平均法的解析解

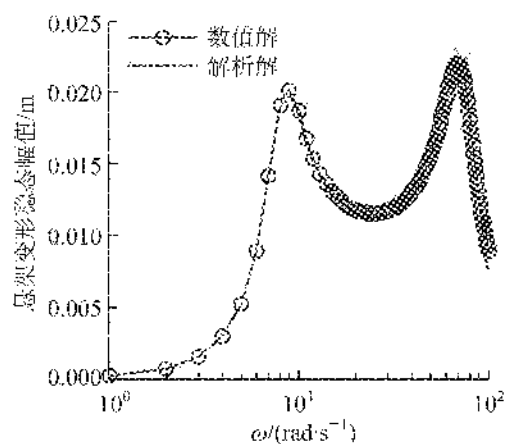


图3 谐波平衡法的解析解

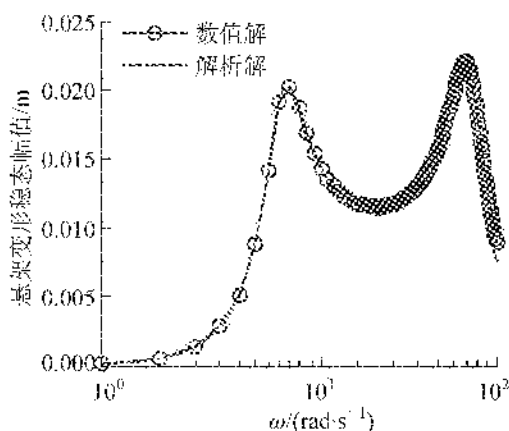


图4 拉氏变换的频响解析解

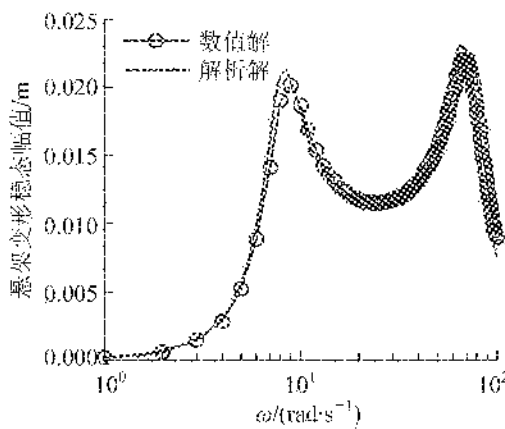


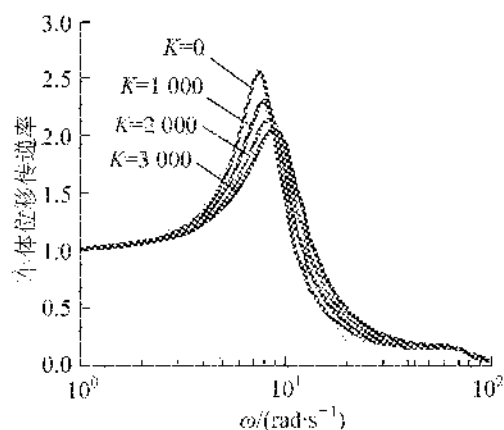
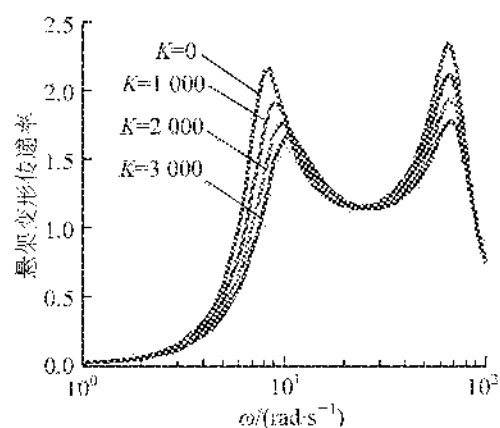
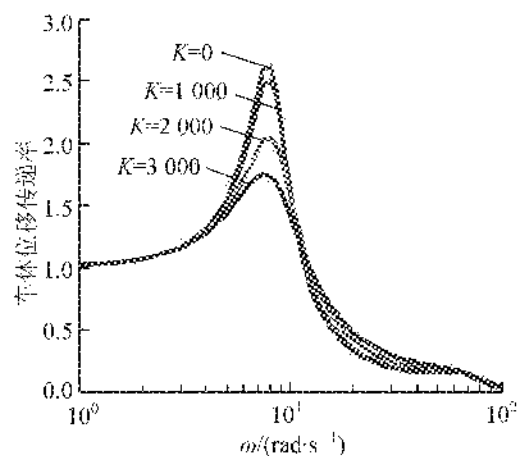
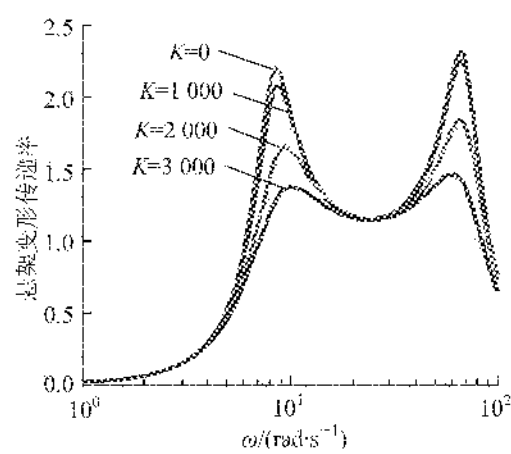
图5 复频域解析解

下面分析分数阶系数  $K$  对车体位移传递率和相对位移传递率的影响, 选定  $p = 0.5$ ,  $K$  分别取  $0$ 、 $1\,000$ 、 $2\,000$ 、 $3\,000$ , 图 6 给出了比较结果。可见, 车体位移传递率和相对位移(悬架变形)传递率的峰值随分数阶系数的增大而减小, 即分数阶微分项系数  $K$  的增大有效降低了稳态幅值。

下面分析分数阶阶次  $p$  变化时对车体位移传递率和相对位移传递率的影响, 选定  $K = 1\,000$ ,  $p$  分别取  $0.1$ 、 $0.3$ 、 $0.7$ 、 $0.9$ , 图 7 给出了比较结果。可见, 车体位移传递率和相对位移(悬架变形)传递率的峰值随分数阶阶次的增大而减小, 即分数阶阶次  $p$  的增大有效降低了稳态幅值。

### 3 结论

研究了含分数阶二自由度悬架系统, 利用不同方法得到了简谐激励下的解析解, 并用数值方法验证了解析解的正确性。分析了分数阶参数对系统动力学行为的影响, 这就为分数阶微分在悬架中的应用提供了有价值的借鉴。本文的分析方法也为汽车悬架理论研究提供了参考。

(a) 分数阶系数  $K$  对车体位移传递率的影响(b) 分数阶系数  $K$  对悬架变形传递率的影响图 6 分数阶系数  $K$  对车体响应稳态幅值的影响(a) 分数阶参数  $P$  对车体位移传递率的影响(b) 分数阶参数  $P$  对悬架位移传递率的影响图 7 分数阶参数  $P$  对车体响应稳态幅值的影响

## 参 考 文 献

- [1] Mohammed Abu-Hilal. Fixed points of two-degree of freedom systems[J]. Shock and Vibration, 1998(5):199-205.
- [2] 申永军, 刘献栋, 杨绍普. 基于最优控制的汽车被动悬架参数优化设计[J]. 振动、测试与诊断, 2004, 24(2): 96-99.
- [3] 张振华, 董明明. 2 自由度车辆悬架线性模型最佳阻尼比的解析分析[J]. 北京理工大学学报: 自然科学版, 2008, 25(12): 1057-1059.
- [4] 陈宁, 陈南, 王乃洲, 等. 基于分数阶参考模型的车辆悬架自适应控制[J]. 南京林业大学: 自然科学版, 2009, 33(3): 116-120.
- [5] 陈宁, 台永鹏, 陈南. 分数微积分理论在非线性的车辆悬架滑模控制中的应用[J]. 动力学与控制学报, 2009, 7(3): 258-263.
- [6] 申永军, 杨绍普, 邢海军. 含分数阶微分的线性单自由度振子的动力学分析[J]. 物理学报, 2012, 61(11): 110505.
- [7] Ivo Petras. Fractional-order Nonlinear Systems: Modeling, Analysis and Simulation[M]. 北京: 高等教育出版社, 2011.

(下转第 95 页)

# 基于混沌吸引子特征量的滚动轴承故障诊断

顾晓辉<sup>1,2</sup>, 刘永强<sup>1,2</sup>, 杨绍普<sup>1,2</sup>, 廖英英<sup>2</sup>

(1. 石家庄铁道大学 机械工程学院, 河北 石家庄 050043; 2. 河北省交通安全与控制重点实验室, 河北 石家庄 050043)

**摘要:**利用混沌吸引子特征量可以刻画滚动轴承在不同故障状态下振动特性的特点,提出一种基于关联维数、最大李雅普诺夫指数和信息熵的故障诊断方法。结合试验数据,应用支持向量机技术分析了3类特征量对滚动轴承的故障识别能力,并对比了特征量两两组合的分类效果。研究表明:3类特征量都包含着不同的故障信息,将其结合可以明显提高故障识别率。通过对实测轴承数据的故障分类研究发现,与单一特征量方法相比,该方法可以有效区分不同故障类型和故障严重程度,为滚动轴承故障的超精密诊断提供了可能性。

**关键词:**故障诊断;混沌吸引子;特征量;支持向量机

**中图分类号:**TH165 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0091-05

在科学技术不断成熟的前提下,旋转机械正朝着精密、高速、重载、高效的方向发展。然而,故障甚至是轻微故障,对旋转机械的危害也越来越严重。旋转机械中的异常振动,小则影响正常的生产,大则引发灾难性事故。在此过程中,已有众多学者对旋转机械的重要部件滚动轴承的故障诊断做了大量地、深入地研究,并取得了丰硕的成果。在故障信号处理方法方面主要包括:小波与小波包变换<sup>[1,2]</sup>、经验模态分解与 Hilbert 变换<sup>[3,4]</sup>、共振解调方法<sup>[5]</sup>等,不过这些方法对使用者的经验有较高的要求。利用非线性系统特性的故障信号检测方法有随机共振、混沌振子和差分振子等<sup>[6]</sup>,虽然这些方法有从强噪声背景下提取微弱故障信息的优势,但是其对非线性系统的参数选择有着苛刻的要求。而且这两大类常用的故障诊断方法仅能判断故障的存在与否,并不能定量地识别故障程度。

混沌是自然界中的一大类现象,它比有序更为普遍。混沌吸引子特征量是刻画吸引了某个方面特征的量,包括李雅普诺夫指数、分数维数、熵等。已有研究表明这些特征量可以用于区分滚动轴承在不同故障状态下的振动特性,从而对故障进行分类<sup>[7-9]</sup>。

在前人研究的基础上,提出以关联维数、最大李雅普诺夫指数和信息熵这3个吸引子特征量为特征参数,结合支持向量机这一智能决策与诊断方法,对不同故障类型和不同故障程度的滚动轴承实测数据进行了分类测试。

## 1 混沌吸引子特征量

### 1.1 关联维数

对于非线性时间序列  $x_1, x_2, \dots, x_{n-1}, x_n$ , 选定嵌入维数  $m$  和时间延迟  $\tau$  重构相空间  $X(i)$

$$X_i = [x(i), x(i+\tau), x(i+2\tau), \dots, x(i+(m-1)\tau)], i = 1, 2, \dots \quad (1)$$

其中,  $M = N - (m-1)\tau$ 。按照 Takens 定理,重构的相空间可以在拓扑等价的意义上恢复吸引了的相空间。本文选用文献[10]中提出的 G-P 算法在重构的相空间基础上,计算关联积分

收稿日期:2013-08-29 责任编辑:刘宪福 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxxb.2015.01.19

作者简介:顾晓辉(1988-),男,硕士研究生,研究方向为机械系统非线性动力学。E-mail:guxh1988@126.com

基金项目:国家重点基础研究发展计划(973计划)(2012CB723301);国家自然科学基金(11172182、11227201、11202141、11302137);铁道部重点项目(2011J013-A);河北省自然科学基金(A2013210013);河北省教育厅项目(Z2011228)

顾晓辉,刘永强,杨绍普,等.基于混沌吸引子特征量的滚动轴承故障诊断[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2014,28(1):91-95.

$$C(r) = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{i,j=1}^N \theta(r - |X(i) - X(j)|) \quad (2)$$

式中,  $\theta(x)$  为 Heaviside 函数;  $|X(i) - X(j)|$  表示  $X(i)$  和  $X(j)$  之间的距离。 $C(r)$  是对重构后的相空间中各向量之间的距离小于  $r$  的统计。关联维数  $D = \ln C(r) / \ln r$ , 做  $\ln C(r) - \ln r$  曲线, 选取其线性部分的斜率为关联维数。

对于无噪声、无限长的时间序列, 时间延迟  $\tau$  可以任意选取, 但对本文问题, 时间延迟  $\tau$  的选取对重构的相空间至关重要。目前采用的方法一般有自相关法、复相关法、互信息量法和 C-C 方法等, 笔者选用文献[11]提出的 C-C 方法同时求出嵌入维数  $m$  和时间延迟  $\tau$ 。需要说明的是, 为了降低噪声对特征量的影响, 预先对轴承实测数据进行了小波降噪处理。

## 1.2 李雅普诺夫指数

李雅普诺夫指数是对相空间内临近轨迹的平均指数发散率的一种度量。应用 Wolf 方法<sup>[12]</sup>计算最大李雅普诺夫指数的过程如下, 在(1)式相空间重构的基础上, 选取  $X(t_0)$  为初始点, 并寻找与其距离最近的点  $X_0(t_0)$ , 两点之间距离记为  $L_0$ 。设随着时间的推移, 到  $t_1$  时刻这两点间距  $L_0' = |X(t_1) - X_0(t_1)| > \varepsilon$ ,  $\varepsilon$  为规定正值。选取  $X(t_1)$  并在其附近寻找  $X_1(t_1)$ , 使  $L_1 = |X(t_1) - X_1(t_1)| < \varepsilon$ , 且与之夹角尽可能的小, 延续上述过程直到时间序列终点。设此过程中迭代次数为  $N$ , 则最大李雅普诺夫指数为

$$\lambda = \frac{1}{t_N - t_0} \sum_{i=0}^N \ln \frac{L_i'}{L_i} \quad (3)$$

## 1.3 信息熵

熵的概念源于热力学, 表征的是体系混乱或无序的程度。申农(Shanon)将熵的概念引入到信息论中将平均信息量定义为信息熵。

设  $X = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ , 在随机过程中,  $x_i$  出现的概率为  $P_i$ , 且  $\sum_{i=1}^n P_i = 1$ , 则  $X$  的信息熵定义为

$$S = - \sum_{i=1}^n P_i \log_2 P_i \quad (4)$$

在信息论中信息熵反应信息源的无序程度, 即信息熵越大的信息源越无序。对于非线性时间序列, 信息熵可以反应混沌吸引了的复杂程度。

## 2 支持向量机理论

支持向量机是 Vapnik<sup>[13]</sup>提出的一种从统计学习理论上发展而来, 建立在结构风险最小化原则上用于模式分类和非线性回归的机器学习方法, 其基本思想是: 通过非线性映射将训练数据样本映射到高维特征空间, 并在此高维空间寻求一个最优分类超平面来分割训练样本, 使训练样本集中的点距离该超平面尽可能地远。求最优分类面的问题可以转化为一个二次规划问题, 即

$$\min \left\{ \frac{1}{2} \|w\|^2 + c \left( \sum_{i=1}^n \xi_i \right) \right\} \quad (5)$$

约束条件:  $y_i (wx_i + w_0) \geq 1 - \xi_i$

式中,  $\xi \geq 0$  为松弛变量;  $c > 0$  为惩罚系数。

同时, 利用满足 Mercer 条件的核函数可以将高维特征空间上的复杂运算转化为较为简单的内积运算。

## 3 实验分析

### 3.1 实验数据

实验数据来自 Case Western Reserve University 轴承数据中心, 轴承型号为 6205-2RS JEM SKF。选择采样频率为 12 k, 负载为 0 的 10 组数据, 包括 1 组正常轴承数据, 3 组内圈故障数据, 3 组滚动体故障数据和 3 组外圈故障数据, 每组故障轴承数据的故障程度(盲孔直径)分别为 0.177 8 mm(7 mils)、0.355 6 mm



(14 mils) 和 0.533 4 mm(21 mils)。为了测试以混沌吸引子特征量为特征参数的支持向量机分类效果,参考文献[14]将这 10 组数据进行组合。为了测试故障类别的分类效果,将正常轴承数据和 3 类故障数据组合为 6 个测试集,记为 D070707, D141414, D212121, D071421, D142107, D210714(070707 表示内圈故障程度为 0.177 8 mm,滚动体故障程度为 0.177 8 mm,外圈故障程度为 0.177 8 mm)。为了测试故障程度的分类效果将正常轴承数据和每组故障数据组合为 3 个测试集,记为 DIN, DBALL, DOUT。

### 3.2 实验结果

选取样本长度为 2 048,可以得到 119 个正常轴承数据样本和 59×9 个故障数据样本,所有样本的混沌吸引了特征量在空间上的分布见图 1。选择其中 1/2 做训练,1/2 做预测。支持向量机核函数选择径向向

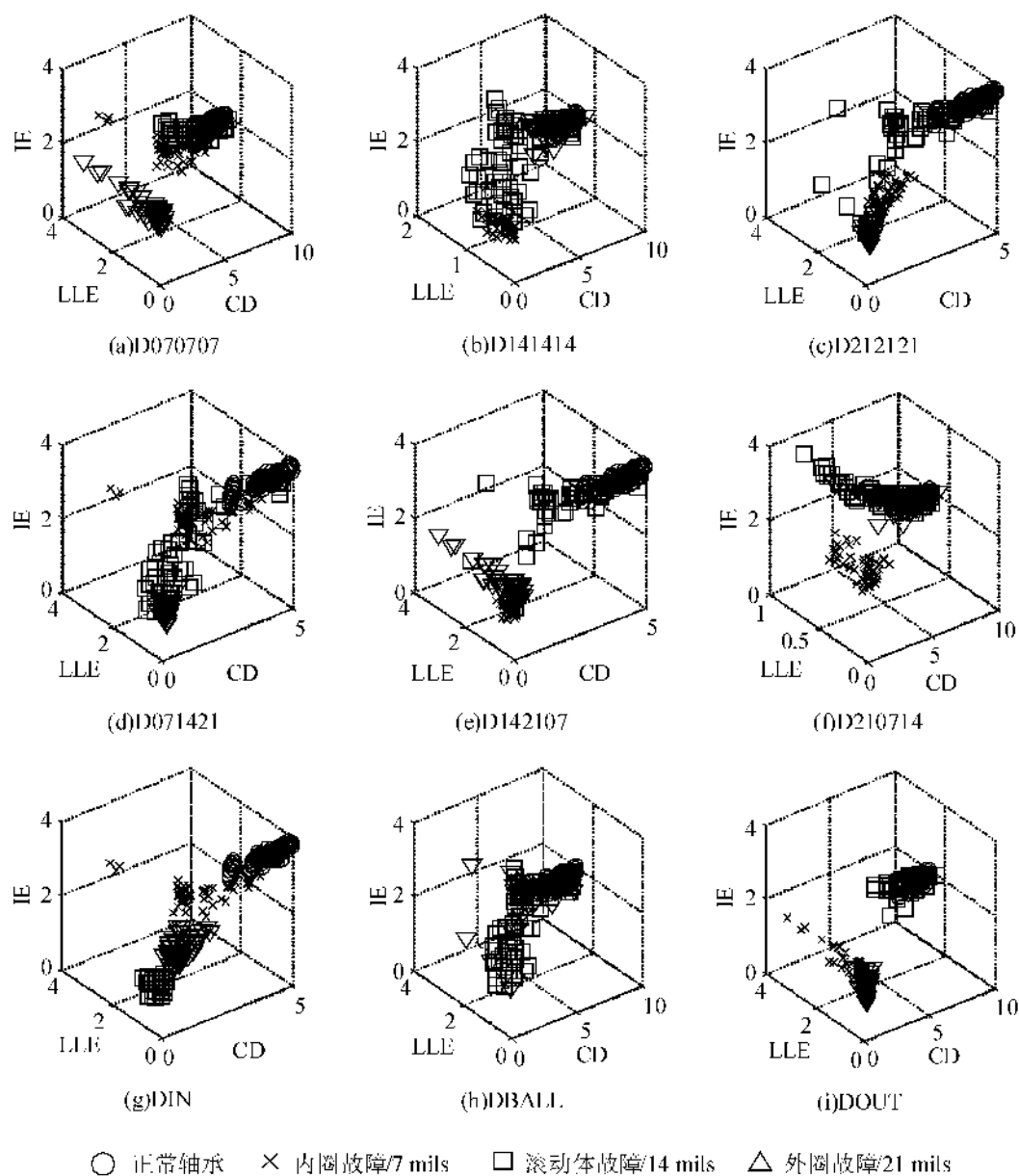


图1 测试集样本在特征值空间的分布

基核函数,其表达式为

$$K(x, y) = e^{-\frac{\|x-y\|^2}{2\sigma^2}} \quad (6)$$

式中,  $\sigma$  为核函数宽度参数。

对于支持向量机参数  $c$  及  $\sigma$  的选取采用网格划分法,其搜寻范围为  $2^{-10} \sim 2^{10}$ 。应用本文特征参数对实验数据进行分类识别的效果见表 1。其中,“CD”表示关联维数,“LLE”表示最大李雅普诺夫指数,“IE”

表示信息熵。

表 1 单一和两两特征量测试集分类正确率

| 测试集     | 故障类型 | 单一混沌吸引子特征量 |       |     |       |     |       | 两两混沌吸引子特征量 |       |     |       |     |       |
|---------|------|------------|-------|-----|-------|-----|-------|------------|-------|-----|-------|-----|-------|
|         |      | 特征量        | 识别率/% | 特征量 | 识别率/% | 特征量 | 识别率/% | 特征量        | 识别率/% | 特征量 | 识别率/% | 特征量 | 识别率/% |
| D070707 | NIBO |            | 80.8  |     | 50.7  |     | 77.4  |            | 82.2  |     | 91.8  |     | 90.4  |
| D141414 | NIBO |            | 83.6  |     | 60.3  |     | 74.0  |            | 87.0  |     | 84.2  |     | 80.1  |
| D212121 | NIBO |            | 88.4  |     | 56.9  |     | 85.0  |            | 91.8  |     | 91.8  |     | 91.1  |
| D071421 | NIBO |            | 80.8  |     | 51.4  |     | 85.0  |            | 81.5  |     | 87.7  |     | 89.0  |
| D142107 | NIBO | CD         | 82.2  | LLE | 60.3  | IE  | 83.6  | CD         | 91.8  | LLE | 89.7  | CD  | 89.7  |
| D210714 | NIBO |            | 75.3  |     | 40.4  |     | 63.0  | LLE        | 75.3  | IE  | 76.7  | IE  | 82.2  |
| DIN     | NIII |            | 96.6  |     | 89.7  |     | 97.3  |            | 93.8  |     | 100   |     | 100   |
| DBALL   | NBBB |            | 85.6  |     | 84.9  |     | 79.5  |            | 91.1  |     | 90.4  |     | 87.7  |
| DOUT    | N000 |            | 87.7  |     | 83.6  |     | 82.9  |            | 93.2  |     | 91.8  |     | 90.4  |

对比 3 种单一特征量的分类效果,关联维数和信息熵明显优于最大李雅普诺夫指数,最大李雅普诺夫指数仅对不同故障程度的识别较为敏感。但对比特征量两两结合的分类识别效果,可发现并无太大的差别,其平均正确率分别为 87.5%、89.3% 和 89.0%。由此可以发现,每类特征量都包含了不同的故障信息,只有将其结合,才能获得更好的分类效果,这也验证了本文从每类混沌吸引子特征量中选取一个典型作为特征参数的合理性。

以关联维数、最大李雅普诺夫指数和信息熵这 3 种混沌吸引子特征量为特征参数对实验数据进行分类识别的效果见表 2,可以发现相对于前文的单一特征量和两两特征量,3 种特征量可以取得较为满意的结果。为了进一步提高分类正确率,加入峭度、均方根值和峰值这 3 个常用的时域特征参数进行分类识别,其正确率可以达到令人满意的程度。

表 2 多特征量测试集分类正确率

| 测试集     | 混沌吸引了特征量 |       | 混沌特特征量与时域特征参数 |       |
|---------|----------|-------|---------------|-------|
|         | 特征参数     | 识别率/% | 特征参数          | 识别率/% |
| D070707 |          | 94.5  |               | 99.3  |
| D141414 |          | 90.4  | CD            | 95.2  |
| D212121 |          | 93.8  | LLE           | 99.3  |
| D071421 | CD       | 90.4  | IE            | 97.9  |
| D142107 | LLE      | 91.1  | 峭度            | 96.6  |
| D210714 | IE       | 80.1  | 均方根值          | 87.7  |
| DIN     |          | 100   | 峰值            | 100   |
| DBALL   |          | 92.5  |               | 100   |
| DOUT    |          | 95.2  |               | 100   |

## 4 结论

本文的研究进一步证明混沌吸引了特征量可以刻画旋转机械的运行状态。本文提出的以关联维数、最大李雅普诺夫指数和信息熵为特征参数应用支持向量机技术在滚动轴承故障分类中表现出色,不但可以有效地区分故障类型,还可以高准确率地识别出同种故障的不同故障程度,既可以进行定性的故障识别,又可以实现定量的故障诊断。在加入少许时域指标后支持向量机的分类能力得到了进一步的提高,对比文献[14],本文用较少的特征参数即取得了相当的分类效果。通过实验数据的分类效果充分说明了本文提出的故障诊断方法的合理性和有效性。

## 参 考 文 献

- [1] 林京, 屈梁生. 基于连续小波变换的信号检测技术与故障诊断[J]. 机械工程学报, 2000, 36(12): 95-100.
- [2] 赵志宏, 杨绍普. 基于小波包变换与样本熵的滚动轴承故障诊断[J]. 振动、测试与诊断, 2012, 32(4): 640-644.
- [3] Huang N E, Shen Z, Long S R, et al. The empirical mode decomposition and the Hilbert spectrum for non-linear and non-stationary time series analysis[J]. Proceedings of the Royal Society of London Series A, 1988, 454: 903-995.

- [4] 高强, 杜小山, 范虹, 等. 滚动轴承故障的 EMD 诊断方法研究[J]. 振动工程学报, 2007, 20(1): 15-18.
- [5] 唐德尧, 王定晓, 杨政明, 等. 共振解调技术与机车车辆传动装置故障诊断[J]. 电力机车技术, 2002, 25(5): 1-5.
- [6] 肖永刚, 马海龙, 付胜, 等. 机电设备早期故障微弱信号的非线性检测方法[J]. 振动工程学报, 2011, 24(5): 529-538.
- [7] 吕志民, 徐金栢, 翟绪圣. 分形维数及其在滚动轴承故障诊断中应用[J]. 机械工程学报, 1999, 35(2): 88-91.
- [8] 王利英, 杨绍普, 王欢, 等. 李雅普指数在轴承故障诊断中的应用研究[J]. 噪声与振动控制, 2007, 5(1): 104-106.
- [9] 关贞珍, 郑海起, 杨云涛, 等. 基于非线性几何不变量的轴承故障诊断方法研究[J]. 振动与冲击, 2009, 28(11): 130-133.
- [10] Grassberger P, Procaccia I. Measuring the strangeness of strange attractors[J]. Physica D, 1983, 9: 189-208.
- [11] Kim H S, Eykholt R, Salas J D. Nonlinear dynamics, delay times, and embedding windows[J]. Physica D, 1999, 127: 48-60.
- [12] Wolf A, Swift J B, Swinney H L, et al. Determining Lyapunov exponents from a time series[J]. Physica 16D, 1985, 16: 285-317.
- [13] Vapnik V N. 统计学习理论的本质[M]. 北京: 清华大学出版社, 2000.
- [14] Yang J Y, Zhang Y Y, Zhu Y S. Intelligent fault diagnosis of rolling element bearing based on SVMs and fractal dimension[J]. Mechanical System and Signal Processing, 2007, 21(5): 2012-2024.

## Fault Diagnosis of Rolling Bearing Based on Characteristic Quantities of Chaotic Attractor

Gu Xiaohui<sup>1,2</sup>, Liu Yongqiang<sup>1,2</sup>, Yang Shaopu<sup>1,2</sup>, Liao Yingying<sup>2</sup>

(1. School of Mechanical Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

2. Key Laboratory of Traffic Safety and Control in Hebei, Shijiazhuang 050043, China)

**Abstract:** The characteristic quantities have good performance in reflecting the nonlinear dynamics of rolling bearing in different fault conditions. A method of fault diagnosis of rolling bearing based on correlation dimension, largest Lyapunov exponent and information entropy is proposed. The classification abilities of each feature are evaluated by using support vector machines, as well as the combination of two quantities. The study shows that each type of quantity contains different fault information and the combination of these can significantly improve the recognition rate. The experimental results also show that these three characteristic quantities can effectively identify the different types of fault and also the same fault with different levels.

**Key words:** fault diagnosis; chaotic attractor; characteristic quantities; support vector machines

(上接第 90 页)

## Dynamical Analysis of Two-degree of Freedom Suspension System with Fractional-order Derivative

Fan Minghui, Shen Yongjun, Yang Shaopu

(Department of Mechanical Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

**Abstract:** The passive suspension system with fractional-order derivative is studied. Analytic solutions of system under harmonic excitation eventually are obtained by improved averaging method, laplace-transform method, harmonic balance method and complex frequency-domain method. The analytic solutions prove to be accurate compared with numerical solutions. Effect of fractional-order parameters on dynamical behavior is analyzed. The research indicates that, the steady-state amplitude of passive suspension system with fractional-order derivative could be significantly reduced and dynamical behavior can be greatly improved.

**Key words:** fractional-order; two degree-of-freedom suspension; averaging method; laplace-transform method; harmonic balance method; complex frequency-domain method

# 铁基 SMA 防松螺母防断机理的有限元分析

李俊良<sup>1</sup>, 沈英明<sup>2</sup>, 杜彦良<sup>3</sup>

(1. 石家庄铁道大学 教务处, 河北 石家庄 050043; 2. 石家庄铁道大学 科技处, 河北 石家庄 050043;

3. 石家庄铁道大学 党政办公室, 河北 石家庄 050043)

**摘要:**采用有限元分析软件 ANSYS 对铁基 SMA 防松螺母的防断机理进行了研究,建立了参数化的螺栓连接有限元计算模型,并与普通螺栓连接进行了对比分析。研究表明:这种新型螺母具有很好的变形协调性,并有效地降低螺纹联接受力较大的第一、二螺纹牙处的应力水平。

**关键词:**铁基 SMA; 防松螺母; 螺栓连接; 防断; 有限元分析

**中图分类号:**TH131.3; TG139.6 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0096-05

螺纹联接作为一种最普遍的联接件,广泛地用于铁路、汽车、机械等各行各业,但因为螺纹齿根部的严重应力集中等现象,常常发生松动、松脱和疲劳断裂进而引起结构系统失效。铁基 SMA 防松螺母是由 Fe30Mn6Si4Cr5Ni 合金材料制成,利用该合金约束状态下的形状记忆和超弹性效应,不仅可有效地防止螺纹联接发生松动、松脱,而且还可提高螺纹联接的疲劳寿命,所以这种螺母的研究具有重要的科学价值和广泛的应用前景<sup>[1]</sup>。

有限元方法是一种有效的应力分析方法,它比解析法方便、直观,比试验法经济,又能满足工程上的经济要求。本文在分析研究铁基 SMA 螺母防断机理的基础上,借助大型有限元分析程序 ANSYS 软件<sup>[2]</sup>建立了参数化的螺栓联接计算模型,对这种新型螺栓连接中螺纹牙中的载荷传递规律及螺纹齿啮合面上接触应力的分布情况进行了分析研究,并通过与普通螺栓连接比较,验证了这种新型防松螺母的防断性能。

## 1 铁基 SMA 防松螺母的防断机理

螺母与螺栓构成螺栓连接,二者有多圈螺纹牙旋合。在预紧力的作用力,在螺栓杆上产生轴向拉力,螺母本体承受压力的作用。而一般情况下,螺母的刚度大于螺栓的刚度,这样螺栓受压时的螺距的减小量也不同于螺栓受拉的增加量,两者的变形差主要靠接触的各圈螺纹牙的变形来补偿。又根据胡克定律,各螺纹牙变形的不同直接导致其相应的受力大小也不同。实际上诸多理论和实践也证明<sup>[3]</sup>,螺栓连接的受力仅仅由少量的螺纹牙(第一、二螺纹牙)来承担,而如何改善这种受力不均的状况是提高螺栓的疲劳强度的关键。

铁基 SMA 防松螺母主要是利用铁基合金弹性模量相对较小、变形大的特点来实现防断的。具体地,由于 Fe30Mn6Si4Cr5Ni 合金的弹性模量较小,用其制成的螺母压缩变形量较大,从而使螺母受压时螺距的减少量接近于螺栓受拉时螺距的增加量,因此各圈螺纹牙的变形大小就比较接近,相对应的受力大小也比较相近,从而有效地改善了螺纹牙受力不均的现象,避免了螺栓连接的受力仅有极少量螺纹牙承担的现象,达到防断的目的。另一方面,Fe30Mn6Si4Cr5Ni 合金还具有超弹效应<sup>[4]</sup>,这一效应可使这种新型螺母具有良好的阻尼减振性能,在振动、冲击和动载荷作用下可以吸收部分能量,进而大大提高螺栓联接的

收稿日期:2014-05-27 责任编辑:刘宪福 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxxbzh.2015.01.20

作者简介:李俊良(1978-),女,副教授,主要从事铁基形状记忆合金的研究。lijunliang@stdu.edu.cn

基金项目:教育部新世纪优秀人才计划项目(NCET-13-0913),河北省自然科学基金项目(E2011210058)

李俊良,沈英明,杜彦良.铁基 SMA 防松螺母防断机理的有限元分析[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2014,28(1):96-100.

疲劳寿命。

## 2 有限元计算模型的建立

在预紧力的作用下,螺母的内螺纹和螺栓的外螺纹在一定的啮合点处旋合保持完全紧密的接触,这是空间曲面接触力学问题。为了计算方便,对螺纹连接有限元模型做如下假设:(1)螺母和螺栓的材料为各向同性;(2)螺齿的升角低于 $4^\circ$ 时,载荷沿螺纹齿的分布几乎不受螺纹升角的影响<sup>[5]</sup>。因此在轴向载荷作用下,螺栓联接简化作轴对称问题处理。本文以M10×1.5的静载螺栓联接为研究对象,对其在预紧力作用下的力学特性进行研究分析。螺栓、螺母及其螺纹的结构参数见表1、表2、表3所示。有限元模型的建立过程中均采用国际制单位,因此最后计算结果应力的单位为Pa。为了提高计算的效率,编制了参数化的前处理程序,程序适用于多种不同规格螺栓联接的计算分析。计算时只需修改批处理程序中螺栓和螺母螺纹的有关参数。

根据文献[6]研究结果,如果考虑铁基形状记忆合金的超弹性效应,折算后该合金的弹性模量将会大大减小,折算后螺母的弹性模量为25.6 GPa,这样螺栓连接的防断性预计会更好些。为更清楚地说明该问题,对新型螺栓连接按是否考虑超弹性效应两种情况进行计算分析。下面表述中,新型螺栓连接I为不考虑超弹性效应,新型螺栓连接II为考虑超弹性效应。

表1 螺栓联接的物理参数

| 零件   | 弹性模量/MPa | 泊松比 | 拉伸屈服强度/MPa | 抗拉强度/MPa |
|------|----------|-----|------------|----------|
| 普通螺母 | 210 000  | 0.3 | 689        | 760      |
| 新型螺母 | 120 000  | 0.3 | 320        | 686.5    |
| 螺栓   | 210 000  | 0.3 | 689        | 760      |

表2 螺母螺纹的几何参数

| 公称直径 $d$ | 螺纹小径 $d_1$ | 螺纹中径 $d_2$ | 螺距 $p$ | 齿高 $h$ | 螺母高度 | $E$  | $S$    |
|----------|------------|------------|--------|--------|------|------|--------|
| 10       | 8.376      | 9.026      | 1.5    | 1.299  | 8.4  | 15.8 | 18.244 |

表3 螺栓螺纹的几何参数

| 公称直径 $d$ | 螺纹小径  | 螺纹中径  | 螺距 $p$ | 齿高 $h$ |
|----------|-------|-------|--------|--------|
| 10       | 8.376 | 9.026 | 1.5    | 1.299  |

一种典型的螺栓联接的有限元网格如图1所示。在轴向预紧力下,每一螺纹齿只有一面相接触,而另一面相互分离。该有限元模型包含1351个单元(其中接触单元105个),4269个节点。单元类型有两类:螺栓和螺母采用8节点4边形轴对称实体单元,即PLANE82单元,该单元有 $U_x$ 和 $U_y$ 2个自由度。螺栓和螺母在预紧力作用下螺纹面之间的受力分析用接触单元来模拟<sup>[7]</sup>,接触行为是一种高度的非线性行为,本文选用目标单元TARGE169和接触单元CONTA172来模拟这种接触状态。

### 2.1 边界条件

(1)约束。图1所示的有限元模型的左端即螺栓联接的对称面的节点上,施加径向的移动约束(即 $U_x = 0$ );为了模拟螺栓联接的工作过程,限制螺母底端节点所有 $Y$ 方向的位移(即 $U_y = 0$ ),螺母右端所有节点所有 $X$ 方向的位移( $U_x = 0$ )。

(2)载荷。用张甫生的屈服点拧紧法<sup>[8]</sup>确定M10×1.5的螺栓联接的轴向预紧力为6100 N。加载方式采用ANSYS有限元分析中的预紧力单元法<sup>[9]</sup>,首先在螺栓连接结构中创建一个预拉伸界面,产生预紧力单元PRETS179,然后在预紧力单元上直接加载预紧力即可。

### 2.2 接触模型的设置<sup>[12]</sup>

根据实际工作情况,将螺栓连接中螺纹旋合区域的接触类型设置为摩擦接触,摩擦系数设为0.2,并假设接触面之间处于小滑动状态,满足库仑定理中有关小滑动状态的切向摩擦条件,库仑摩擦条件通过罚函数方式加以限制。螺栓联接中分别把螺栓和螺母的接触面为目标面和接触面,并生成接触单元,其中用ESURF命令建立接触对,采用TARGE169单元生成目标单元,用CONTAC172单元生成接触单元。并根据实际情况合理设置单元关键字和实常数。



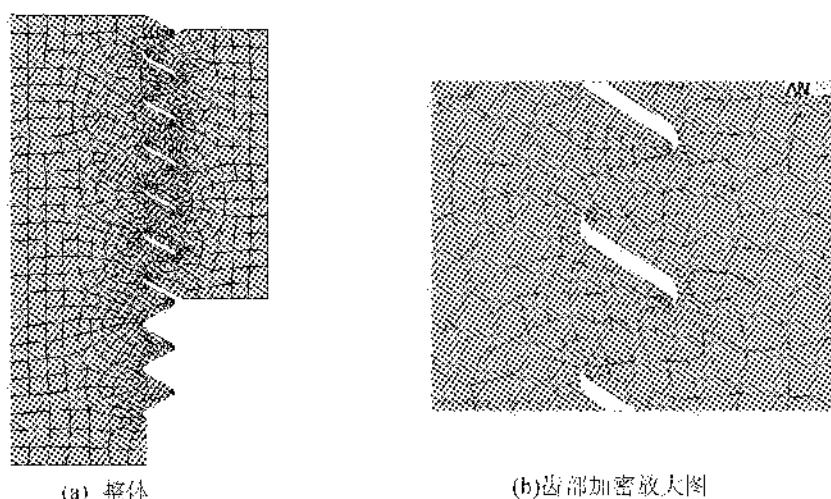


图1 螺栓联接的有限元网格图

接触单元的分析中,接触刚度的确定对于求解的收敛十分重要。即在 ANSYS 有限元分析中,要合理地确定刚度比例系数 ( $FKN$ )。 $FKN$  取值通常在  $0.01 \sim 10$ , 本文研究中反复尝试求解,最后确定  $FKN = 0.1$ 。

### 3 模型求解及计算结果分析

#### 3.1 整个螺栓联接的变形

通过有限元计算可得普通和新型螺栓联接 I、II 在预紧力作用下的变形图如图 2 ~ 图 4 所示。当螺栓受到轴向预紧力时,通过多圈旋合螺纹传给螺母,使螺母本体受压。因此螺栓受到的应力基本上为拉应力,其轴向伸长,而横向由于泊松效应而缩小;螺母本体由于承受压力而被轴向压缩。又由图 2、图 3 和图 4 比较可以看出,新型螺栓联接比普通螺母具有较好的变形协调性,并且考虑铁基合金超弹性的螺栓联接 II 的变形协调性最好。

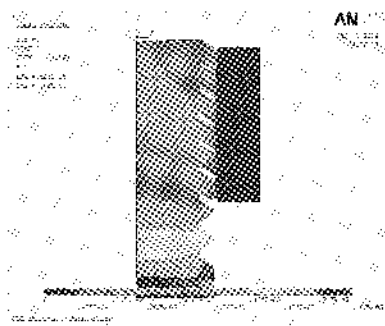


图2 普通螺栓联接的 USUM 图

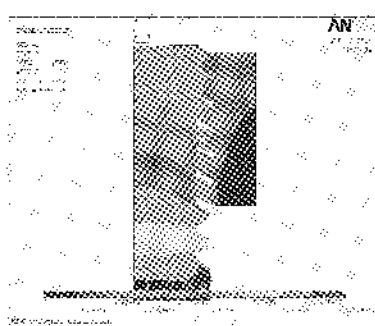


图3 新型螺栓联接 I 的 USUM 图

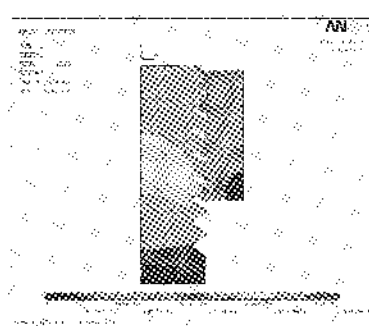


图4 新型螺栓联接 II 的 USUM 图

#### 3.2 螺栓联接的应力分布情况

普通和新型螺栓联接 I、II 及其第一对螺纹齿啮合面的 Von-Mises 分布云图见图 5 ~ 图 10 所示。研究结果表明:

(1) 新型螺栓联接的应力水平比普通螺栓联接的应力水平有所降低,从而有效地改善了轴向力沿螺母高度分布的均匀性。

(2) 第一对螺纹齿承受的载荷最大,是最危险的区域,最容易发生塑性屈服,直至破坏;实际工程应用中,螺栓的疲劳断裂也经常发生在这一部位。这主要是由于螺母和螺栓对应的断面面积不同,刚度不一致,变形不协调等因素造成的。

由图 8 ~ 图 10 可见,①3 种情况下螺栓齿根部的应力分布规律基本一致,但新型螺栓联接 2 螺纹齿根

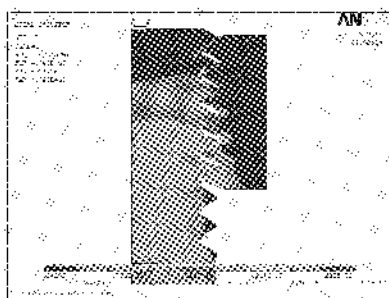


图5 普通螺栓  
联接的 Von-Mises 图

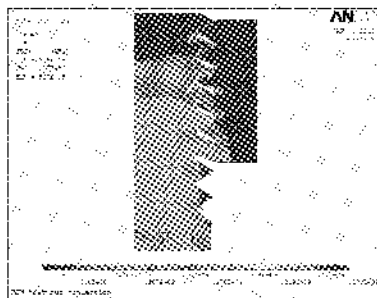


图6 新型螺栓  
联接 I 的 Von-Mises 图

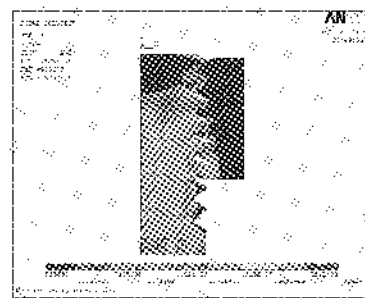


图7 新型螺栓  
联接 II 的 Von-Mises 图

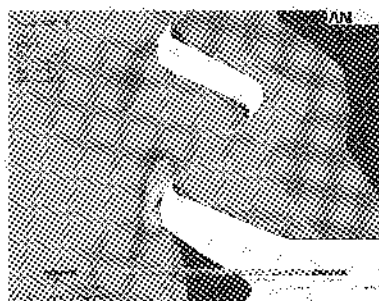


图8 普通螺栓联接  
第一对螺纹齿的 Von-Mises 图

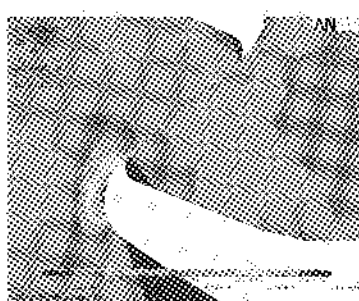


图9 新型螺栓联接 I  
第一对螺纹齿的 Von-Mises 图



图10 新型螺栓联接 II  
第一对螺纹齿的 Von-Mises 图

部的最大应力值与普通联接降低了0.63%;②螺母齿根部的应力分布规律在3种情况下有很大不同。由图可见,最大应力的分布位置大致相同,次应力开始分布整个齿根部,随着螺母弹性模量的逐渐降低,最后分布区域大大减少,很明显这样的受力状况对整个螺栓联接的应力分布情况是非常有利的。分析其原因主要是螺纹啮合面上接触应力的变化引起的。

(3) 每个齿上虽然应力水平不同,但分布规律大致相同;在承压侧有接触压力作用,此负荷使各齿承载侧沿切向产生拉力,而在另一侧则为压应力;在齿的根部,存在较大的应力集中,形成各齿的最大应力区。这是由于接触压力的分布不均和应力集中综合所致。

新型螺栓连接 I、II 和普通螺栓连接及第一螺纹齿的接触应力云图如图 11 ~ 图 16 所示。

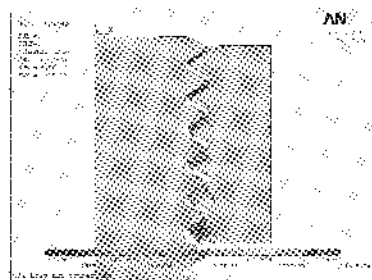


图11 普通螺栓联接  
的接触应力云图

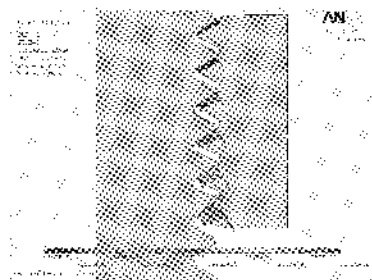


图12 新型螺栓联接 I  
的接触应力云图

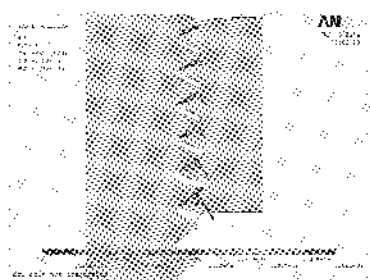


图13 新型螺栓联接 II  
的接触应力云图

结果表明,每个齿上虽然应力水平不同,但是分布规律大致相同:对于普通螺栓连接接触区域,接近螺栓和螺母的齿根部存在较大的应力集中,形成各齿的最大应力区,此处也是螺栓连接最容易断裂的部位;新型螺栓连接 I 接触区域的分布规律稍微有些不同,最大的应力发生的部位接近螺母的根部,螺栓根部的应力水平有所降低;新型螺栓连接 II 的接触区域,仅在螺母的齿根部存在较大的应力集中,接近螺栓根部的应力几乎为零,这样就大大改善了螺栓第一圈螺纹处的应力集中现象,有效地降低了螺栓连接的断裂几率。

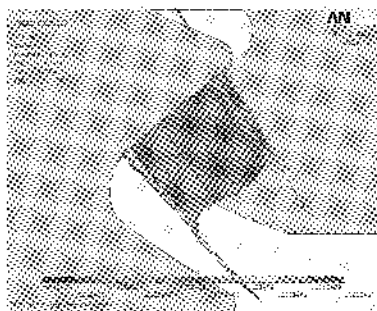


图 14 普通联接第一  
螺纹齿的接触应力云图

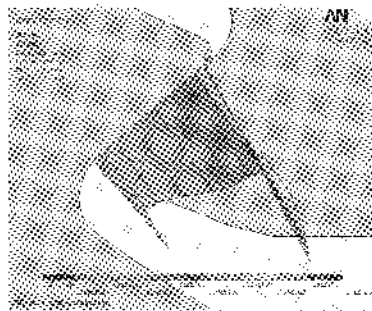


图 15 新型联接 I 第一  
螺纹齿的接触应力云图

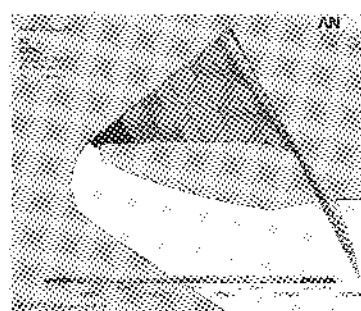


图 16 新型螺栓联接 II  
的接触应力云图

## 4 结论

本文主要借助 ANSYS 分析软件对铁基合金防松螺母组成的新型螺栓联接的防断机理进行了有限元分析和研究,并与普通螺栓联接( $M10 \times 1.5$ )的进行了比较。研究表明,这种新型螺母具有很好的变形协调性,能有效地降低螺纹联接受力较大的第一、二螺纹牙处的应力水平,大大提高整个螺栓联接的疲劳寿命。另外,编制了螺栓联接的参数化前处理程序,该程序适用于多种不同规格螺栓联接的计算分析。

## 参 考 文 献

- [1]李俊良,杜彦良,孙宝臣,等.一种新型智能防松螺母的研究[J].工程设计学报,2003,10(3):154-157.
- [2]王新敏. ANSYS 工程结构数值分析[M]. 北京:人民工业出版社,2007.
- [3]卜炎. 螺纹联接的设计与计算[M]. 北京:高等教育出版社,1995.
- [4]张初阳,王小祥. FeMnSiCrNi 形状记忆合金超弹性的研究[J]. 材料科学与工程,1999,17(2):42-45.
- [5]Zhao H. Analysis of the load distribution in a bolt-nut connector [J]. Computer and Structure,1994, 53(1):1465-1473.
- [6]沈英明,李俊良,杜彦良. 形状记忆合金在螺栓防断中的应用[J]. 机械设计与制造,2005(10):107-109.
- [7]李运生,王慧佳,张彦玲. 钢桁梁桥高强螺栓连接的节点板局部受力性能分析[J]. 石家庄铁道大学学报:自然科学版,2014,26(3):1-7.
- [8]张市生. 采用屈服点拧紧法的螺栓联接计算方法[J]. 机械设计,1989(2):30-34.
- [9]余娟,余明友,金健伟,等. 螺栓连接中预紧力的有限元分析[J]. 软件导刊,2013(9):64-66.

## Finite Element Analysis of Anti-breaking Performance of Fe-Based SMA Locknut

Li Junliang<sup>1</sup>, Shen Yingming<sup>2</sup>, Du Yanliang<sup>3</sup>

(1. Dean's Office, Shijiazhuang Tiedao university, Shijiazhuang 050043, China;

2. Science and Technology Division, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

3. The Party and Administrative Office, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

**Abstract:** The anti-breaking mechanism of Fe-based SMA locknut is analyzed and studied by the finite element software-ANSYS, the parameterized finite element calculation model of the load distribution in the newly-designed bolt connection is established based on the comparison with the ordinary bolt connection. The results show that the new type of nut has the better deformation compatibility, and the stresses of the first and second screw thread in the bolt connection are effectively reduced.

**Key words:** Fe-base shape memory alloy; locknut; the bolt connection; anti-breaking; finite element analysis



# 非对称型 SD 振子的动力学行为研究

陈聚峰<sup>1</sup>, 张 静<sup>2</sup>

(1. 石家庄铁道大学 数理系, 河北 石家庄 050043; 2. 石家庄邮电职业技术学院 基础部, 河北 石家庄 050021)

**摘要:**基于SD振子,建立了非对称型SD振子模型及其运动方程。利用等价替换法与代入法求解8次方程,分析平衡点,研究该系统的分岔现象。运用平均法求其幅频方程,并利用Matlab等软件对该模型进行数值模拟,得到幅频响应曲线、系统的分岔图、相图和Poincare截面。结果显示,该系统具有与SD振子不相同的丰富非线性动力学特性,拓展了SD振子的研究和应用范围。

**关键词:**非对称型SD振子;分岔;幅频曲线;混沌

**中图分类号:**0322 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0101-05

## 0 引言

2006年,文献[1-3]提出SD(smooth and discontinuous)振子模型并研究了其复杂的动力学行为,发现了怪手形吸引了(SD吸引了)。2008年,文献[4-5]对非光滑不连续系统的周期解和混沌情况的数值解进行了研究,利用分段线性逼近的方法对于SD振子的混沌边界值进行了近似计算。2010年,文献[6-8]研究了SD振子的余维二分岔,以及Hopf分岔,找到系统的普适开折。2012年,文献[9]利用隐函数解析方法和Melnikov方法对SD振子这类带有非线性无理项的系统的混沌阈值解析进行了研究。文献[10]对常数激励下的SD振子系统的平衡点及混沌吸引子结构进行了分析讨论。另外,SD振子实验研究取得了一系列的新进展<sup>[11]</sup>,为实验研究复杂动力学行为创造了条件。

2011年,文献[12-13]在SD振子的基础上,建立了一类全新的柱面摆。它具有摆类的性质和SD振子的特性。2012年,文献[14]在SD振子的基础上,建立了耦合SD振子。

本文在SD振子的基础上,建立了非对称型SD振子的动力学模型,得到其运动方程。首先,考察非对称型SD振子的静态分岔。其次,利用平均法分析了系统周期解的稳定性。借助于变换,将8次代数方程降为4次代数方程<sup>[15]</sup>。考察新的4次代数方程解的结构并结合物理意义,得到了未扰动系统的平衡点分布情况。最后,利用数值模拟分析了系统的分岔与混沌等动力学行为。

## 1 非对称型 SD 振子的模型及运动方程

非对称型SD振子的力学模型如图1所示,系统由一个质量为 $m$ 与一对分别刚性固定的弹簧连接而成,弹簧的刚度系数为 $k$ ,但是与SD振子不同的是,振子没有位于跨中,而是在中轴线的某一侧,弹簧在静平衡状态下的长度分别为 $L_1$ 和 $L_2$ ,且满足 $L_2 = \mu L_1$ ,中轴线距两侧刚性支撑的距离分别为 $l_1$ 和 $l_2$ 。

由牛顿第二定律,并令 $x = X/L_1$ , $\alpha_1 = l_1/L_1$ , $\alpha_2 = l_2/L_2$ , $\omega_0^2 = k/m$ ,可得

$$\ddot{x} + \omega_0^2 x \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{x^2 + \alpha_1^2}} \right) + \omega_0^2 x \left( 1 - \frac{\mu}{\sqrt{x^2 + \alpha_2^2}} \right) = 0 \quad (1)$$

收稿日期:2014-06-18 责任编辑:刘宪福 DOI:10.13319/j.cnki.sjzddxxb.2015.01.21

作者简介:陈聚峰(1977-),男,讲师,研究方向为非线性分析。E-mail:chenjufeng@stdu.edu.cn

通讯作者:张静(1979-),女,讲师,研究方向为非线性动力学分析。E-mail:zhangjing@cpte.cn

基金项目:国家自然科学基金项目(11372196);河北省自然科学基金项目(A2014210104)

陈聚峰,张静.非对称型SD振子的动力学行为研究[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2014,28(1):101-105.

不妨令  $\omega_0 = 1$ , 则系统(1)变为

$$\ddot{x} + x \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{x^2 + \alpha_1^2}} \right) + x \left( 1 - \frac{\mu}{\sqrt{x^2 + \alpha_2^2}} \right) = 0 \quad (2)$$

## 2 平衡点分岔分析

为了得到系统(2)的平衡点, 求解方程

$$x \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{x^2 + \alpha_1^2}} \right) + x \left( 1 - \frac{\mu}{\sqrt{x^2 + \alpha_2^2}} \right) = 0 \quad (3)$$

在  $x \neq 0$  的情况下, (3)可化简为

$$2 = \frac{1}{\sqrt{x^2 + \alpha_1^2}} + \frac{\mu}{\sqrt{x^2 + \alpha_2^2}} \quad (4)$$

令  $z = x^2$ , 且两边同时平方可得

$$z^4 + bz^3 + cz^2 + dz + e = 0 \quad (5)$$

式中,

$$b = \frac{32(\alpha_1^2 + \alpha_2^2) - 8(1 + \mu^2)}{16};$$

$$c = \frac{16(\alpha_1^4 + 4\alpha_1^2\alpha_2^2 + \alpha_2^4) + \mu^4 + 1 - 8\mu^2(2\alpha_1^2 + \alpha_2^2) - 8(\alpha_1^2 + 2\alpha_2^2) - 2\mu^2}{16};$$

$$d = \frac{32(\alpha_1^4\alpha_2^2 + \alpha_1^2\alpha_2^4) + 2\mu^4\alpha_1^2 + 2\alpha_2^2 - 8\mu^2(\alpha_1^4 + 2\alpha_1^2\alpha_2^2) - 8(2\alpha_1^2\alpha_2^2 + \alpha_2^4) - 2\mu^2(\alpha_1^2 + \alpha_2^2)}{16};$$

$$e = \frac{16\alpha_1^4\alpha_2^4 + \mu^4\alpha_1^4 + \alpha_2^4 - 8\mu^2\alpha_1^2\alpha_2^2 - 8\alpha_1^2\alpha_2^4 - 2\mu^2\alpha_1^2\alpha_2^2}{16}.$$

方程(5)的解为

$$z_{1,2} = \frac{-B_1 \pm \sqrt{B_1^2 - 4C_1}}{2}, z_{3,4} = \frac{-B_2 \pm \sqrt{B_2^2 - 4C_2}}{2}.$$

其中,

$$B_1 = \frac{1}{2}(b + \sqrt{b^2 - 4c + 4y_0}), C_1 = \frac{1}{2}(y_0 + \sqrt{y_0^2 - 4e}), B_2 = \frac{1}{2}(b - \sqrt{b^2 - 4c + 4y_0}),$$

$$C_2 = \frac{1}{2}(y_0 - \sqrt{y_0^2 - 4e}), y_0 = \sqrt[3]{-\frac{q}{2} + \sqrt{\Delta}} + \sqrt[3]{-\frac{q}{2} - \sqrt{\Delta}} + \frac{c}{3}, \Delta = \left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3,$$

$$p = bd - 4e - \frac{c^2}{3}, q = 4ce - b^2e - d^2 + \frac{c}{3}(bd - 4e) - \frac{2c^3}{27}.$$

将  $z_i (i = 1, 2, 3, 4)$  代入式(4), 得

$$\frac{1}{\sqrt{z_j + \alpha_1^2}} + \frac{\mu}{\sqrt{z_j + \alpha_2^2}} \neq 2, (j = 1, 2, 4) \quad (6)$$

所以  $z_3$  是方程(3)的解。易知,  $x = 0$  亦为方程(3)的解。

综上所述, 系统(2)的平衡点为

$$(0, 0), (\sqrt{z_3}, 0), (-\sqrt{z_3}, 0).$$

当  $\alpha_1, \alpha_2, \mu$  满足  $\alpha_2 + \alpha_1\mu - 2\alpha_1\alpha_2 > 0$ , 方程(3)有 3 个解, 系统(2)有 3 个平衡点; 当  $\alpha_1, \alpha_2, \mu$  满足  $\alpha_2 + \alpha_1\mu - 2\alpha_1\alpha_2 \leq 0$ , 方程(3)有 1 个解, 系统(2)有 1 个平衡点。特别地, 当  $\alpha_2 = \lambda\alpha, \alpha_1 = \alpha$  时, 若  $\lambda, \mu, \alpha$  满足  $\lambda + \mu - 2\lambda\alpha > 0$ , 方程(3)有 3 个解, 系统(2)有 3 个平衡点; 若  $\lambda, \mu, \alpha$  满足  $\lambda + \mu - 2\lambda\alpha \leq 0$ , 方程(3)有 1 个解, 系统(2)有 1 个平衡点。此时, 系统的平衡点分岔图, 如图 2 所示。故非对称型 SD 振子比 SD 振子<sup>[10]</sup>的平衡点分岔更复杂。

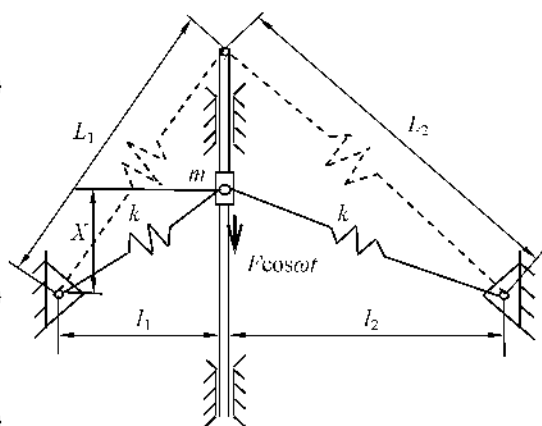


图 1 非对称型 SD 振子的力学模型示意图



### 3 响应方程

考虑系统(2)受到阻尼和外激励作用,则系统(2)满足

$$\ddot{x} + \xi \dot{x} + x \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{x^2 + \alpha_1^2}} \right) + x \left( 1 - \frac{\mu}{\sqrt{x^2 + \alpha_2^2}} \right) = F \cos \omega t \quad (7)$$

令

$$\begin{cases} x = a \cos(\omega t + \theta) \\ \dot{x} = -a \omega \sin(\omega t + \theta) \end{cases} \quad (8)$$

由平均法可得响应方程为

$$F^2 = a^2 \xi^2 + \frac{(a(\omega^2 - 2)\pi + \Phi_1 + \mu \Phi_2)^2}{\pi^2} \quad (9)$$

式中,

$$\Phi_1(a, \alpha_1) = \frac{4\sqrt{a^2 + \alpha_1^2}}{a} E\left(\frac{a}{\sqrt{a^2 + \alpha_1^2}}\right) - \frac{4}{a\sqrt{a^2 + \alpha_1^2}} K\left(\frac{a}{\sqrt{a^2 + \alpha_1^2}}\right);$$

$$\Phi_2(a, \alpha_2) = \frac{4\sqrt{a^2 + \alpha_2^2}}{a} E\left(\frac{a}{\sqrt{a^2 + \alpha_2^2}}\right) - \frac{4}{a\sqrt{a^2 + \alpha_2^2}} K\left(\frac{a}{\sqrt{a^2 + \alpha_2^2}}\right);$$

$K(m) = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\theta}{\sqrt{1 - m^2 \sin^2 \theta}}$  和  $E(m) = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - m^2 \sin^2 \theta} d\theta$  分别为第一类完全椭圆积分和第二类完全椭圆积分。

取参数  $\lambda = 2, \mu = 3, \xi = 0.05, \alpha_1 = 0.5, \alpha_2 = \lambda \alpha_1$  和  $\omega = 1.3$ , 幅频响应曲线如图3所示。虚线部分表示周期解的不稳定的区域,实线部分表示周期解的稳定区域。

### 4 数值模拟

选取系统参数  $\lambda = 1.75, \mu = 1.5, \alpha = 0.35, \xi = 0.035, \alpha_2 = \lambda \alpha_1, \alpha_1 = \alpha$ , 对系统(7)进行数值模拟,分岔图如图4所示。由图4可以看出,系统存在着复杂的动力学行为:由周期运动发展为混沌运动;随外激励增加,系统呈现由周期运动到混沌运动的交替变换。

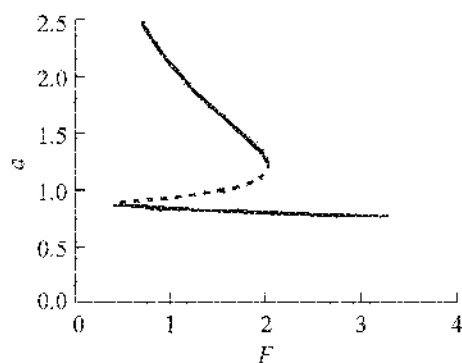


图3 非对称型SD振子的幅频响应曲线图

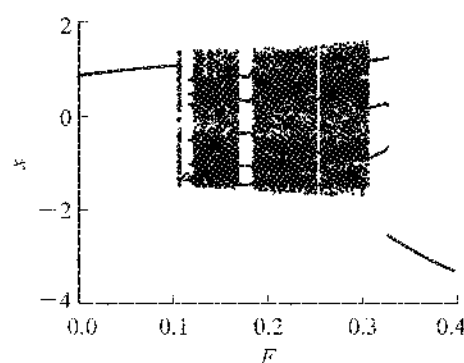


图4 系统的分岔图

为了更好的理解系统(7)的复杂动力学行为,图5描绘了在不同外激励幅值  $F$  下的相图和 Poincaré 截面图。图5(a)为外激励  $F = 0.06$  时,系统处于周期1运动状态;当  $F = 0.12$  时,如图5(b)所示,系统为周期7运动;当  $F = 0.168$  时,系统处于混沌运动状态(图5(c)),它的 Poincaré 截面呈现怪手状;图5

(d)中,当  $F = 0.170$  时,系统处于周期 5 运动状态;在图 5(e)中,当  $F = 0.20$  时,系统处于混沌运动状态;图 5(f)和图 5(g)显示,当  $F = 0.318\ 85$  和  $F = 0.35$  时,系统分别周期 3 和周期 1 的运动状态。显然,非对称型 SD 振子吸引子的结构不同于 SD 振子<sup>[4]</sup>的吸引子的结构。

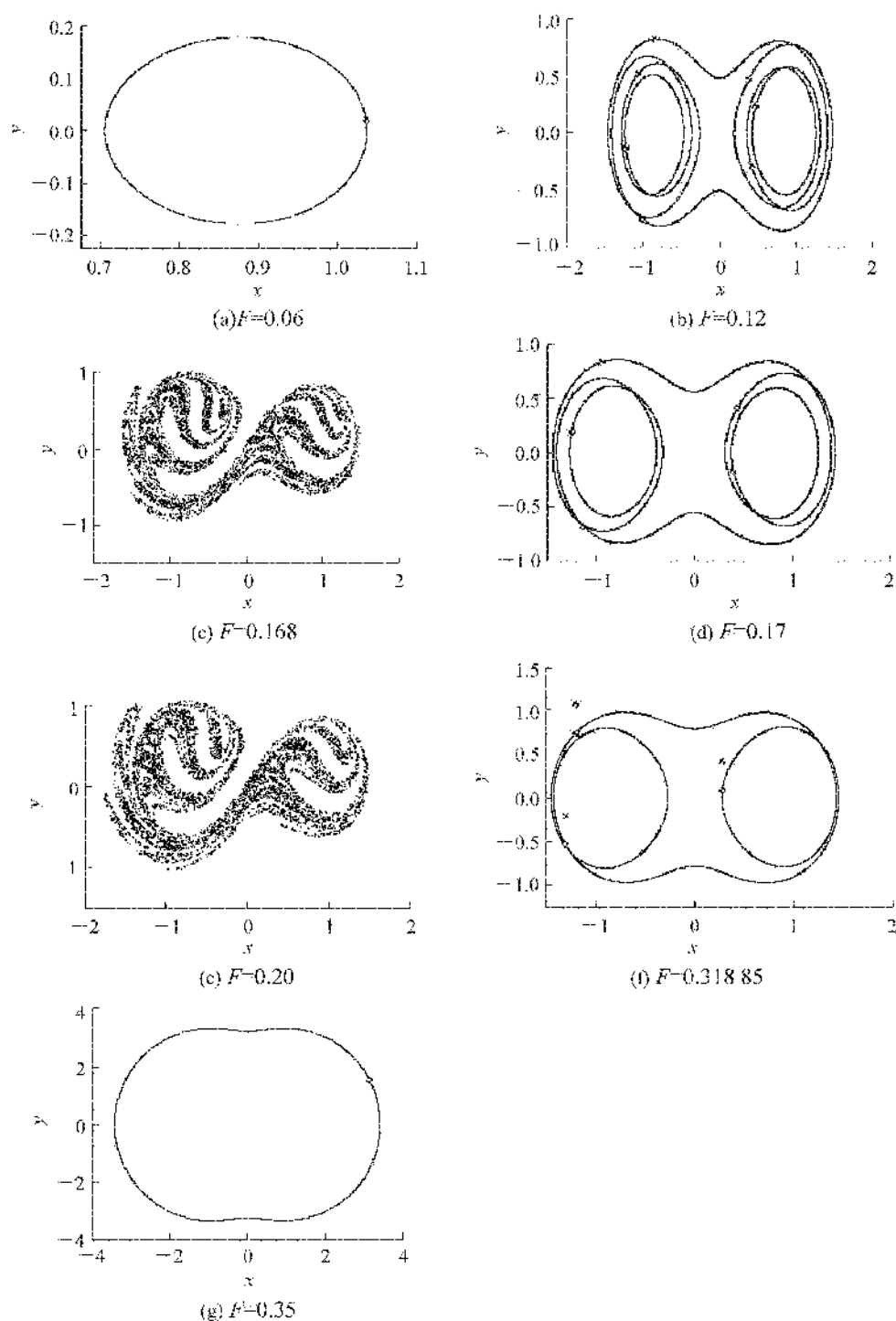


图 5 系统在不同外激励幅值  $F$  下的相图和 Poincaré 截面图

## 5 结论

讨论了非对称型 SD 振子的复杂动力学行为。借助于变换,将 8 次代数方程降为 4 次代数方程。考察 4 次方程根的情况及物理意义,得到了未扰动系统的平衡点分布情况。其平衡点的个数依赖  $\alpha_2 +$

$\alpha_1\mu - 2\alpha_1\alpha_2$  取值,故该系统的静态分岔比对称型SD振子的静态分岔复杂。利用平均法得到系统的响应曲线,并分析了系统周期解的稳定性。最后通过数值模拟分析了系统的分岔与混沌等动力学行为,研究结果表明该系统与对称SD振子在动力学行为方面有明显区别,拓展了SD振子的应用范围。

## 参 考 文 献

- [1] Cao Q J, Wiercigroch M, Pavlovskaja E, et al. Archetypal oscillator for smooth and discontinuous dynamics[J]. Physical Review E, 2006, 74(4):046218(1-5).
- [2] 曹庆杰, Wiercigroch M, Pavlovskaja E, 等. SD振子、SD吸引子及其应用[J]. 振动工程学报, 2007, 20(5):454-458.
- [3] 曹庆杰, Wiercigroch M, Pavlovskaja E, 等. SD振子、SD吸引子的转迁过程及其特性[J]. 科技导报, 2007, 25(23):33-37.
- [4] Cao Q J, Wiercigroch M, Pavlovskaja E. Piecewise linear approach to an archetypal oscillator for smooth and discontinuous dynamics[J]. Philosophical Transactions of the Royal Society A, 2008, 366(1865): 635-652.
- [5] Cao Q J, Wiercigroch M, Pavlovskaja E, et al. The limit case response of the archetypal oscillator for smooth and discontinuous dynamics[J]. International Journal of nonlinear Mechanics, 2008, 43(6):462-473.
- [6] Tian R L, Cao Q J, Li Z X. Hopf Bifurcations for the Recently Proposed Smooth-and-Discontinuous oscillator[J]. Chinese Physics Letters, 2010, 27(7):0747011-0747014.
- [7] Tian R L, Cao Q J, Yang S P. The codimension-two bifurcation for the recent proposed SD oscillator[J]. Nonlinear Dynamics, 2010, 59(1-2):19-27.
- [8] 曹庆杰, 田瑞兰, 韩彦伟. SD振子的非线性动力学特征研究[J]. 石家庄铁道大学学报:自然科学版, 2010, 23(2):32-37.
- [9] Tian R L, Yang X W, Cao Q J, et al. Bifurcations and chaotic threshold for a nonlinear system with an irrational restoring force[J]. Chinese Physics B, 2012, 21(2):020503(1-12).
- [10] Tian R L, Wu Q L, Liu Z J, et al. Dynamic analysis of the smooth-and-discontinuous oscillator under constant excitation[J]. Chinese Physics Letters, 2012, 29(8):084706(1-4).
- [11] 陈恩利, 曹庆杰, 冯明, 等. SD振子的设计及非线性特性实验研究初探[J]. 力学学报, 2012, 44(3):584-590.
- [12] Cao Q J, Han N, Tian R L, et al. A rotating pendulum linked by an oblique spring[J]. Chinese Physics Letters, 2011, 28(6):060502(1-4).
- [13] Han N, Cao Q J, Wiercigroch M. Estimation of the chaotic thresholds for the recently proposed rotating pendulum[J]. International Journal of Bifurcation and Chaos, 2013, 23: 1350074(1-22).
- [14] Han Y W, Cao Q J, Chen Y S, et al. A novel smooth and discontinuous oscillator with strong irrational nonlinearities[J]. Science China-Physics, Mechanics & Astronomy, 2012, 55(10):1832-1834.
- [15] 景荣春. 四次方程解法改进[J]. 镇江船舶学院学报, 1990, 4(4): 79-84.

## Study on Dynamical Behaviors of Asymmetrical SD Oscillator

Chen Jufeng<sup>1</sup>, Zhang Jing<sup>2</sup>

(1. Department of Mathematics and Physics, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, 050043, China;

2. Department of Basic Courses, Shijiazhuang Post and Telecom Technical College, Shijiazhuang 050021, China)

**Abstract:** Based on SD oscillator, a new model of asymmetrical SD oscillator and its equation of motion are founded. Using the equivalence replacing method and substitution method to solve an eight times algebraic equation, the equilibria are analyzed to study the bifurcation of this system. The amplitude-frequency equations are obtained by the average method, and the numerical simulation is used to obtain the amplitude-frequency curve, the bifurcation diagram of the system, the phase diagrams and Poincare sections. The results show the system has rich nonlinear dynamic behaviors, which are different from an SD oscillator and will enrich the range of SD oscillator in research and application.

**Key words:** asymmetric SD oscillator; bifurcation; amplitude-frequency curve; chaos

# 基于谐波特征矩阵的负载识别

袁 坤, 高 蒙

(石家庄铁道大学 电气与电子工程学院, 河北 石家庄 050043)

**摘要:**给出一种基于电流谐波特性矩阵的负载识别方法, 并利用二进制数独立不重复的特性, 给出了求多个数据随机组合计算值的算法。此方法首先采样计算各单一负载的谐波特性, 利用随机组合计算算法得到各种负载组合后的谐波特性矩阵。之后实时地计算当前电网中的电流谐波值, 并将此值与谐波特性矩阵中的数据进行对比, 与吻合数据对应的负载即为当前工作在电网中的负载。此方法在试验中取得了很好的效果。

**关键词:**智能供电; 负载识别; 特征矩阵; 组合计算

**中图分类号:**TP29 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)01-0106-05

## 0 引言

如今电力电子技术的发展, 使用电负载出现了很多革命性的变换, 由以前普遍的阻性负载转变为当前的感性负载、电容性负载和电磁型负载混合出现的新局面。智能供电是用电管理发展的必然趋势, 然而当今新型负载的出现使智能供电困难重重, 新型负载的识别和管理系统的建立迫在眉睫<sup>[1]</sup>。

对于接入电网中的负载, 如今的大部分学者都将重点放在了阻性负载的判定上, 而对于接入电网中真正的负载类型并没有有效的方法来进行确定。实际应用中的校园供电系统, 基本使用的都是功率判断方法, 只是简单的通过监控功率来决定对用户的供断电, 这种方法有很多弊端, 不能合理有效的利用电力资源。在查阅了大量文献的基础上, 提出了一种使用电流谐波特性的负载识别方法, 并给出了相应的混合负载谐波特性的组合生成算法, 通过实验确定了该方法的有效性。

## 1 供电系统负载电流谐波分析

学生公寓用电的等效电路模型如图1所示。图中, 假设供电电压为标准正弦波, 即  $u(t) = U\sin\omega t$ , 不考虑电路的暂态过程及线路损耗。 $Z_2$  为非线性负载, 流过  $Z_2$  的电流为  $i_2(t) = f[u(t)] = f[U\sin\omega t]$ ;

$Z_1$  为待投入的负载, 可以是线性负载和非线性负载。通过开关  $S_1$  和  $S_2$  的动作来表示负载的投入<sup>[2]</sup>。

(1) 当开关  $S_1$  断开,  $S_2$  闭合时, 流过线路的总电流  $i_t(t) = i_2(t) = f[u(t)] = f[U\sin\omega t]$ , 对  $i_2(t)$  进行傅里叶变换, 可以得到高次谐波的系数为

$$a_{1n} = \frac{T}{2} \int_{-T/2}^{T/2} i_2(t) \cos(n\omega t) dt = \frac{T}{2} \int_{-T/2}^{T/2} f[U\sin(\omega t)] \cos(n\omega t) dt, n = 2, 3, 4, \dots \quad (1)$$

$$b_{1n} = \frac{T}{2} \int_{-T/2}^{T/2} i_2(t) \sin(n\omega t) dt = \frac{T}{2} \int_{-T/2}^{T/2} f[U\sin(\omega t)] \sin(n\omega t) dt, n = 2, 3, 4, \dots \quad (2)$$

(2) 当开关  $S_2$  断开,  $S_1$  闭合时, 流过线路的总电流  $i_t(t) = i_1(t) = g[u(t)] = g[U\sin(\omega t)]$ , 对  $i_1(t)$  进行傅里叶变换, 可以得到高次谐波的系数为

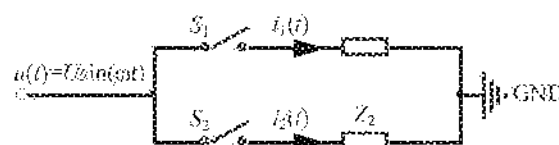


图1 负载等效电路模型

$$a_{2n} = \frac{T}{2} \int_{-T/2}^{T/2} i_2(t) \cos(n\omega t) dt = \frac{T}{2} \int_{-T/2}^{T/2} g[Usin(\omega t)] \cos(n\omega t) dt, n = 2, 3, 4, \dots \quad (3)$$

$$b_{2n} = \frac{T}{2} \int_{-T/2}^{T/2} i_2(t) \sin(n\omega t) dt = \frac{T}{2} \int_{-T/2}^{T/2} g[Usin(\omega t)] \sin(n\omega t) dt, n = 2, 3, 4, \dots \quad (4)$$

(3) 当开关  $S_1$  和  $S_2$  闭合, 则电流同时流过负载  $Z_1$  和负载  $Z_2$ 。此时供电侧的总电流为  $i_L(t) = i_1(t) + i_2(t) = g[Usin(\omega t)] + f[Usin(\omega t)]$ 。对总电流  $i_L(t)$  进行傅里叶变换, 其高次谐波系数为

$$a_{3n} = \frac{T}{2} \int_{-T/2}^{T/2} i_L(t) \cos(n\omega t) dt = \frac{T}{2} \int_{-T/2}^{T/2} g[Usin(\omega t)] \cos(n\omega t) dt + \frac{T}{2} \int_{-T/2}^{T/2} f[Usin(\omega t)] \cos(n\omega t) dt, n = 2, 3, 4, \dots \quad (5)$$

$$b_{3n} = \frac{T}{2} \int_{-T/2}^{T/2} i_L(t) \sin(n\omega t) dt = \frac{T}{2} \int_{-T/2}^{T/2} g[Usin(\omega t)] \sin(n\omega t) dt + \frac{T}{2} \int_{-T/2}^{T/2} f[Usin(\omega t)] \sin(n\omega t) dt, n = 2, 3, 4, \dots \quad (6)$$

对比公式(1)(3)(5)和(2)(4)(6)可以看出, 每一种接入电网的负载, 其电流经过傅里叶变换后都有其固定的谐波系数, 此谐波系数只与用电器的负载特性相关。当两种或者多种负载同时接入电网时, 电网中的总的谐波系数为各个负载谐波系数数值上的和<sup>[3]</sup>。

根据以上分析, 可以得出结论: 采样单一运行的负载电流, 并对其进行傅里叶变换可以得到此负载固定的谐波系数。计算多种负载的谐波分量值, 并且计算出任意负载相互组合后的谐波分量, 保存在一个谐波特征矩阵。在含有混合负载的电网中, 对电网电流进行傅里叶变换, 查找比对谐波特征矩阵中的谐波数据, 即可找出当前电网中的负载类型。

## 2 供电系统电流谐波原始特征矩阵建立

对于非阻性负载的识别, 使用快速傅里叶变换法对其电流进行谐波分析。因为同一种负载的电流在一个周期内是恒定不变的, 因此其傅里叶变换后的谐波频谱也是稳定的。

根据此原理建立一个负载的频谱特征矩阵, 对常见的已知负载的电流采样后进行快速傅里叶变换, 将生成的频谱值存入矩阵中, 当系统接入某负载时, 对此负载的电流进行谐波分析, 并与所建矩阵中的频谱数据进行比对, 若有数据吻合则可以确定此负载的类型。

对于同一类的负载, 比如电冰箱负载, 因其生产厂家和生产型号规格的不同, 其工作时的电流谐波值可能又会有差异, 但是同一类型负载的各次谐波之间的比例值是基本恒定的。因此在表征一类负载时要先将其归一化, 即找出负载各次谐波之间的比例, 这样就可以忽略掉同一类负载之间的差异。本文将负载电流的基波值同一化为 10.000。

表 1 表示的是使用此原理, 对已知负载进行快速傅里叶变换后所得到的负载电流频谱矩阵。矩阵中包含电流与电压的相位差、电流的 3 次谐波值、5 次谐波值、7 次谐波值和 9 次谐波值。

表 1 特征矩阵参数数据表(归一化后)

| 用电器   | 相位差    | 基波     | 3 次谐波值 | 5 次谐波值 | 7 次谐波值 | 9 次谐波值 |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 达硕主机  | 79.765 | 10.000 | 8.703  | 6.467  | 3.887  | 1.611  |
| 美的空调  | 24.406 | 10.000 | 1.477  | 0.595  | 0.233  | 0.268  |
| 美的微波炉 | 56.753 | 10.000 | 1.986  | 1.165  | 0.912  | 0.761  |
| 容声冰箱  | 27.873 | 10.000 | 2.244  | 0.786  | 0.445  | 0.422  |

## 3 供电系统组合负载电流谐波矩阵生成算法

在建立原始特征矩阵后, 得到了一个包含各种单一负载接入时谐波数据表, 但是从实际生活中考虑, 接入电网的负载不可能只会有一种, 同时在电网中运行的负载类型是多样的。因此只使用单一负载的谐波数据表, 并不能表征实际运行时的所有情况。从实际问题考虑, 得到了单一负载的谐波数据表后, 应该同时生成各种负载自由组合时的谐波数据, 即组合负载矩阵。



组合的数学定义是指从给定个数的元素中仅仅取出指定个数的元素,不考虑排序。那么对于每个元素来说就只会有 2 种状态:被取出和未被取出。这种两状态的模型与数字电子中的 0、1 模型一致,因此本算法就将元素被取出定义为 1,元素未被取出定义为 0。因此,负载矩阵中的负载类型有多少个,那对应的二进制就有多少位。用简单一例加以说明,按本算法对于一个 4 元素的集合  $\{10.1, -5.2, 9.3, -6.4\}$ ,应用 4 位的二进制数 0000~1111 来代表整个集合。若二进制数为 0010,则代表在选取指定一个数的组合中取出了第三个元素,即 9.3;若二进制数为 1100,则代表在选取指定两个数的组合中取出了第一个和第二个元素,即 10.1 和 -5.2,其组合数的值为 4.9。以此为思想,本算法先将 4 位二进制数由 0000 依次加 1,经  $2^4$  次累加到 1111,再将二进制数由 0000 到 1111 按对应位将元素取出,由于这  $2^4$  个二进制数数值不同,因此其二进制表示也必然不同,即得到了 4 元素集合的所有  $2^n$  个组合值。结合实际问题,  $C_4^0$  并无实际意义,因此本算法相应的由二进制 0001 提取到 1111,即  $2^n - 1$  个。综上所述,算法使用位数等同于集合元素个数的二进制数来辅助计算集合所有的组合值,并且其个数为  $2^n - 1$  个。具体算法如下:

- (1) 首先根据集合中元素的个数  $n$  生成  $n$  位的二进制数。
- (2) 将生成的  $n$  位二进制数逐次累加 1,即由 00...01 累加到 11...11,共累加  $2^n - 1$  次。
- (3) 判断二进制数中为“1”的值所在的位置,提取相应位置上的元素,将其组合,每一个二进制数有且只有一个组合与之对应。
- (4) 按照工程需要,对生成的组合进行相应的运算。

选取表 1 中所示主机、空调和微波炉的数据来说明本算法。首先提出 3 者的基波、3 次谐波、5 次谐波、7 次谐波和 9 次谐波值,如表 2 所示。之后使用本算法计算其组合矩阵数据,归一化后存入二维数组中,如表 3 所示。

| 表 2 特征矩阵参数数据表(归一化后) |       |        |        |        |        |        |
|---------------------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 索引号                 | 用电器   | 基波     | 3 次谐波值 | 5 次谐波值 | 7 次谐波值 | 9 次谐波值 |
| 1                   | 达硕主机  | 10.000 | 8.703  | 6.467  | 3.887  | 1.611  |
| 2                   | 美的空调  | 10.000 | 1.477  | 0.595  | 0.233  | 0.268  |
| 3                   | 美的微波炉 | 10.000 | 1.986  | 1.165  | 0.912  | 0.761  |

| 表 3 特征矩阵组合数据表(归一化后) |       |        |        |        |        |        |
|---------------------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 二进制码                | 索引号   | 基波     | 3 次谐波值 | 5 次谐波值 | 7 次谐波值 | 9 次谐波值 |
| 000                 | —     | —      | —      | —      | —      | —      |
| 001                 | 1     | 10.000 | 8.703  | 6.467  | 3.887  | 1.611  |
| 010                 | 2     | 10.000 | 1.477  | 0.595  | 0.233  | 0.268  |
| 011                 | 1+2   | 10.000 | 5.090  | 3.531  | 2.060  | 0.939  |
| 100                 | 3     | 10.000 | 1.986  | 1.165  | 0.912  | 0.761  |
| 101                 | 1+3   | 10.000 | 5.345  | 3.816  | 2.407  | 1.187  |
| 110                 | 2+3   | 10.000 | 1.731  | 0.880  | 0.572  | 0.522  |
| 111                 | 1+2+3 | 10.000 | 4.055  | 2.905  | 1.682  | 0.880  |

#### 4 负载特征矩阵查找算法

对各种已知负载进行采样,建立原始的单一负载谐波特征矩阵,使用组合矩阵生成算法对原始数据进行处理,生成由原始频谱数据组合后的频谱矩阵。对当前负载的电流进行采样,并进行快速傅里叶变换,得到负载电流的相位差,3 次、5 次、7 次和 9 次谐波值。因为负载的相位角并没有线性关系不能直接进行加法运算,并且电流谐波中的基波分量都已经归一化,因此只能基于电流的 3 次、5 次、7 次和 9 次谐波来进行查找。为了能够准确查找到当前负载的类型,首先要将当前负载电流的 3 次谐波值与组合负载矩阵中的数据进行比对查找,纪录所有与当前负载 3 次谐波数据近似的负载类型,提取矩阵中此行的所有数据到一个临时的矩阵中。之后将当前负载电流的 5 次谐波值与临时负载矩阵中的数据进行比对查找,提取所有与当前负载 5 次谐波数据近似的负载谐波数据,更新临时矩阵。使用同样的方法对比负载电流的 7 次和 9 次谐波,当临时矩阵中的数据行数为 1 时,说明查找到了与当前负载匹配的负载类型,将此负载的二进制代码编号输出,即可识别当前的负载。

5 实验验证

在实验室环境下,使用达硕主机、美的空调和美的微波对上述方法进行验证。使用表 2 的数据作为标准参数。对于单一负载(以达硕主机为例),测定 10 次的参数值如表 4 所示。

表 4 单一负载(达硕主机)10 次测定值(归一化后)

| 索引号 | 基波     | 3 次谐波值 | 5 次谐波值 | 7 次谐波值 | 9 次谐波值 |
|-----|--------|--------|--------|--------|--------|
| 标准  | 10.000 | 8.703  | 6.467  | 3.887  | 1.611  |
| 1   | 10.000 | 8.544  | 6.564  | 3.867  | 1.559  |
| 2   | 10.000 | 8.532  | 6.237  | 3.798  | 1.783  |
| 3   | 10.000 | 9.010  | 6.945  | 3.367  | 1.646  |
| 4   | 10.000 | 8.731  | 6.643  | 3.988  | 1.834  |
| 5   | 10.000 | 8.603  | 6.464  | 4.023  | 1.685  |
| 6   | 10.000 | 9.011  | 6.892  | 3.698  | 1.583  |
| 7   | 10.000 | 8.693  | 6.295  | 4.034  | 1.735  |
| 8   | 10.000 | 8.736  | 6.303  | 4.180  | 1.476  |
| 9   | 10.000 | 8.864  | 6.557  | 3.748  | 1.906  |
| 10  | 10.000 | 8.793  | 6.467  | 3.608  | 1.906  |

由表 4 中可以得到,对于单一负载此方法运行可靠,因为电网不断有负载接入,其自身也在波动中,故实时计算得到的电流谐波值并不能与采样计算得到的标准值完全一致,但因为用电器自身的电气特性没有改变,其电流的谐波特性值也会随着电网相应的变化,并且变化幅度在一个合理的范围内。因此在实际使用中,本文所述的查找方法引入了偏差的阈值,只要实际测量值与标准值之间的差值在阈值范围内,即认为两者一致。

表 5 所示为美的空调和美的微波同时接入时的计算参数值。

表 5 混合负载(达硕主机与美的空调)10 次测定值(归一化后)

| 索引号 | 基波     | 3 次谐波值 | 5 次谐波值 | 7 次谐波值 | 9 次谐波值 | 识别结果           |
|-----|--------|--------|--------|--------|--------|----------------|
| 标准  | 10.000 | 5.090  | 3.5314 | 2.060  | 0.939  | 1+2(达硕主机+美的空调) |
| 1   | 10.000 | 5.297  | 3.498  | 2.298  | 1.246  | 1+2            |
| 2   | 10.000 | 4.854  | 3.709  | 2.188  | 1.294  | 1+2            |
| 3   | 10.000 | 4.987  | 3.690  | 1.997  | 0.846  | 1+2            |
| 4   | 10.000 | 5.146  | 3.802  | 2.045  | 0.946  | 1+2            |
| 5   | 10.000 | 5.204  | 3.394  | 2.187  | 1.187  | 1+2            |
| 6   | 10.000 | 4.785  | 3.609  | 1.894  | 0.946  | 1+2            |
| 7   | 10.000 | 8.613  | 6.565  | 3.784  | 1.591  | 1(达硕主机)        |
| 8   | 10.000 | 5.159  | 3.724  | 1.945  | 0.894  | 1+2            |
| 9   | 10.000 | 5.099  | 3.693  | 2.056  | 1.046  | 1+2            |
| 10  | 10.000 | 4.987  | 3.534  | 2.224  | 1.135  | 1+2            |

对于混合负载的识别,从原理上与对单一负载的识别是一致的,从实验效果上来看,混合负载的波动并不比单一负载大,电流各谐波的实时计算值基本稳定在标准值附近。从表 5 中发现,第 7 次采样的计算值偏差很大,3 次谐波与基波的比为 8.7:10,远高于标准的 5:10。其原因在于空调有制冷和待机两种状态,当空调在待机状态时,相对工作状态其工作电流很小,因此电网中接入的实际负载相当于只有达硕主机一种。试验中在第 7 次测量中得到负载类型为达硕主机,证明了本文方法的准确性和时效性。

6 结束语

本文主要解决的是类似学校、商场等火灾频发场所的安全供电问题。在进行负载识别过程中,采用基于特征矩阵的方法实现负载识别。首先从原理上对算法进行了验证,并且在实验室条件下,对整个过程进行了模拟。结果显示,基于特征矩阵的负载识别,能够对加入电路的负载进行有效识别,并且能够准确的判断负载类型。

随着电力电子技术极大进步,用电负载向着多样化和多元化发展,使得用电管理越来越困难,传统的负载识别方法,已经跟不上负载类型的更新速度,所以使得负载识别是一个常谈常新的问题,因此,需要

不断地研究新负载类型的特点,在以往研究的基础上,寻求一种快速、准确的负载识别方法。

### 参 考 文 献

- [1]刘宁宁,高蒙,亢海伟.基于 FFT 的学生公寓典型负荷特性研究[J].石家庄铁道学院学报,2007,20(1):80-83.
- [2]张跃,唐铁.集中供电复杂电力负载识别与控制的设计[J].软件,2011,32(4):64-68.
- [3]郑宇,姚加飞.基于谐波分离的学生公寓负载特性识别[J].检测技术,2007,26(8):113-116
- [4]王娟,高蒙,亢海伟.基于 BP 神经网络的负载识别和 C 语言实现[J].河北省科学院学报,2005(1):11-14.
- [5]李昂,史延东,宁飞.智能负载识别器的设计[J].微型机与应用,2005(4):21-22.

## Load Characteristic Identification Based on Characteristic Matrix of Harmonics

Yuan Kun, Gao Meng

(School of electrical and electronics engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

**Abstract:** This paper gives a load characteristic identification method based on harmonics of current. Since binary numbers are independent of one another, a algorithm of random combination calculating multiple data has been given in this paper. This method firstly samples and calculates the harmonics of current, and gets the matrix of harmonics which combine randomly, then samples and calculates the harmonics of current in real time, querying those values in the matrix of current's harmonics, and the one which is consistent with the real-time values is the load in electric network.

**Key words:** intelligent power supply; load identification; characteristic matrix; combination calculation

(上接第 70 页)

## Field Test of Subgrade for Ha-Qi Passenger Dedicated Line in Deep Seasonal Frozen Regions

Tai Bowen<sup>1,2</sup>, Yue Zurun<sup>1,2</sup>

(1. Key Laboratory of Roads and Railway Engineering Safety Control of Ministry of Education, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China; 2. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

**Abstract:** The settlement of subgrade is not allowed to be more than 15 mm in the Harbin-Qiqihar in Passenger Dedicated Line. A field test of subgrade was operated in the Passenger Dedicated Line from Harbin to Qiqihar. The soil temperature, settlement, frost heaving and moisture content were measured. From the results: at the test place, the surface temperature of subgrade was under 0℃ in mid November, and was higher than 0℃ in late January. The frozen layer did not thaw until the middle of April. The maximum frozen depth was about 2.4 m. line region. So it is necessary to take insulation protection measures. After observation, the settlement of the subgrade was less than 20 mm, which is within the range of the design standard. The maximum frost heaving of the subgrade surface occurred in the surface temperature between -1 ~ -2℃. At this temperature, freezing layer is prone to water accumulation within the scope, so the subgrade filling should be strictly maintained with the optimum moisture content, and drainage measures must be taken for shallow foundation to avoid the occurrence of subgrade disease.

**Key words:** ground temperature; settlement; frost heaving; moisture content