

基于精细有限元法的车致大跨度斜拉桥 整体及局部振动研究*

朱志辉^{1,2†},徐智伟¹,程玉莹¹,王力东¹,蔡成标³

(1.中南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410075; 2.中南大学 高速铁路建造技术国家工程实验室,湖南 长沙 410075;
3.西南交通大学 牵引动力国家重点实验室,四川 成都 610031)

摘要:为研究列车-大跨度板桁结构斜拉桥耦合振动引起的整体与局部振动响应问题,提出了基于车-桥耦合动力学的数值分析方法.首先建立桥梁结构精细化三维有限元模型,并由直接刚度法建立桥梁子系统动力方程;列车采用31自由度刚体动力学模型,轮轨之间分别采用赫兹非线性接触模型和非线性蠕滑力模型计算法向力和蠕滑力;利用自主开发软件 TRBF-DYNA 开展车-桥耦合系统加速度、动位移以及动应力分析.以主跨406 m的三塔斜拉桥荆岳铁路洞庭湖大桥为研究对象,开展了不同行车线路、不同车速以及不同轨道不平顺条件下的耦合系统动力响应分析,研究了桥梁整体和局部动力响应,以及列车运行安全性指标和乘坐舒适性指标的变化规律.结果表明:正交异性钢桥面板的局部动力响应远大于钢桁架主梁;大跨度斜拉桥的动力系数较小,受车速和轨道不平顺谱的影响较小;钢桁架主梁下弦杆和腹杆处于高周疲劳应力工作状态,在疲劳性能研究中需要特别关注;设计速度条件下,桥梁动力响应指标以及列车运行安全性和舒适性指标均满足规范要求.

关键词:车-桥耦合振动;铁路斜拉桥;有限单元法;轮轨接触;动力响应

中图分类号:TU318

文献标志码:A

Research on Global and Local Vibration of Long-span Cable-stayed Bridge Induced by Passing Train Based on Fine Finite Element Method

ZHU Zhihui^{1,2†}, XU Zhiwei¹, CHENG Yuying¹, WANG Lidong¹, CAI Chengbiao³

(1.School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China; 2.National Engineering Laboratory for High Speed Railway Construction, Central South University, Changsha 410075, China; 3.State Key Laboratory of Traction Power, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: To investigate the global and local dynamic response of plate-truss composite structure (i.e., cable-stayed bridge induced by train-bridge coupling vibration), a numerical approach was presented based on train-bridge coupled dynamics. A coupled train-bridge system model composed of a 3D vehicle model with 31 degrees of freedom, a 3D fine bridge model established by the direct stiffness method, and an assumed wheel-rail spatial contact relationship based on the Hertz nonlinear contact model and nonlinear creep force model were developed. The self-developed software TRBF-DYNA was applied to analyze the

* 收稿日期:2017-01-14

基金项目:国家重点研发计划项目(2017YFB1201204), National Key R&D Project(2017YFB1201204);国家自然科学基金资助项目(51378511, 51678576), National Natural Science Foundation of China(51378511, 51678576);牵引动力国家重点实验室开放课题资助项目(TPL1601), Open Project Foundation of State Key Laboratory of Traction Power(TPL1601)

作者简介:朱志辉(1979—),男,河南潢川人,中南大学副教授,工学博士

† 通讯联系人, E-mail:zzhh0703@163.com

dynamic responses, such as acceleration, displacements and stresses. The Dongting Lake three tower cable-stayed bridge with a main span of 406 m in Jingyue railway line was taken as an example. The global and local dynamic response of the bridge, variations of running safety, and ride comfort index were discussed under different routes, speeds and track irregularities conditions. The results show that the local dynamic response of orthotropic steel bridge deck is much larger than the response of steel truss girder. Dynamic coefficient of large-span cable-stayed bridge is small, and the influence of the speeds and track irregularity on dynamic coefficient of large-span cable-stayed bridge is insignificant. The lower chord and web members of steel truss girder are in high cycle fatigue stress state, which should be paid more attention in the study of their fatigue properties. Further, the dynamic response of bridge, running safety indexes and ride comfort index satisfy the code requirements under the designed running speed.

Key words: train-bridge coupled vibration; railway cable-stayed bridge; finite element method; wheel-rail contact; dynamic response

随着我国铁路建设的快速发展,为适应跨线、跨江的需要,大跨度铁路斜拉桥得到广泛应用^[1].斜拉桥具有跨度大、自振频率低等特点,列车和斜拉桥之间的动力相互作用研究一直是车-桥耦合振动研究领域的重点问题^[2-5].相比简支梁桥和连续梁桥,开展大跨度板桁结构斜拉桥的车-桥耦合振动响应研究更为复杂,主要体现在建模复杂^[6]、计算困难以及需要考虑桥面系及钢桁架构件的局部动力响应^[7-8].目前在开展车-桥耦合振动响应分析时,为降低大跨度斜拉桥的建模难度和提高计算效率,通常采用鱼骨模型^[2]、梁格模型^[9]以及支撑于弹性地基上的欧拉梁模型^[5]等对桥梁结构进行简化.简化模型由于将斜拉桥主梁用一根或多根梁单元替代,故对于桥梁空间内力分布及变形特征计算结果存在较大误差^[10],且无法考虑桥面板的局部变形和局部应力^[7].

采用通用有限元软件,如 ANSYS、MSC 以及 ABAQUS 等软件直接开展车-桥耦合振动研究^[11-13],虽然可以有效解决精细化桥梁模型建模问题,但是由于复杂空间轮轨接触关系需要采用面-面接触模型,导致计算时间过长,通常需要借助大型计算机完成仿真分析工作^[14].为解决计算效率问题,文献[3]和[15]分别采用 SIMPACK 和 UM 软件与通用有限元软件相结合的方法开展车-桥耦合振动响应研究.由于 SIMPACK 软件采用轮轨接触准线性化假定和 UM 软件采用轮轨密贴接触模型,因此这种技术方案对于复杂轮轨接触问题(如轮轨脱离、车轮游间以及非线性蠕滑等)的研究还有待进一步完善;同时,采用模态叠加法建立桥梁动力方程时,无法准确计算桥梁局部动力响应^[16].部分

学者采用自主研发的程序开展车-桥耦合振动响应研究^[17-18],虽然较好地解决了轮轨空间接触问题,但单元库有限,且缺少交互式建模手段,导致复杂桥梁结构建模难度较大.

综上所述,针对目前在车-桥耦合振动引起的大跨度板桁斜拉桥整体和局部动力响应研究存在的不足,本文提出一种基于有限元方法的大跨度斜拉桥-列车耦合振动分析方法.首先采用通用有限元软件 ANSYS 建立斜拉桥桥梁精细化有限元模型;然后利用自主开发的数据接口模块读取桥梁结构信息,建立基于直接刚度法的桥梁子系统动力方程;再利用车辆子系统动力分析模块和轮轨空间非线性接触模块,开展车-桥耦合系统动力响应计算;最后,以荆岳铁路洞庭湖三塔斜拉桥为研究对象,开展了车-桥耦合系统的整体及局部振动响应分析.

1 车-轨-桥耦合系统动力方程

车-轨-桥耦合系统包括车辆子系统和轨道-桥梁子系统,两者之间通过轮轨接触关系相互耦合.其中,车辆可以离散为车体、转向架和轮对 3 个部分,车体和转向架均考虑横摆、侧滚、摇头、沉浮及点头 5 个自由度,各轮对考虑横摆、侧滚、摇头及沉浮 4 个自由度,共 31 个自由度^[17,19].轨道-桥梁子系统采用有限元法建立三维精细化模型;并采用直接刚度法建立运动方程.考虑轮轨相互作用关系,可建立车-轨-桥耦合系统的动力方程:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{vv} & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{X}}_v \\ \ddot{\mathbf{X}}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{vv} & \mathbf{C}_{vb} \\ \mathbf{C}_{bv} & \mathbf{C}_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{X}}_v \\ \dot{\mathbf{X}}_b \end{Bmatrix} +$$

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{vv} & \mathbf{K}_{vb} \\ \mathbf{K}_{bv} & \mathbf{K}_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{X}_v \\ \mathbf{X}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{F}_{vb} \\ \mathbf{F}_{bv} \end{Bmatrix}. \quad (1)$$

式中: \mathbf{M} 、 \mathbf{C} 和 \mathbf{K} 分别为质量、阻尼和刚度矩阵; \mathbf{X} 、 $\dot{\mathbf{X}}$ 和 $\ddot{\mathbf{X}}$ 分别为位移、速度和加速度向量; \mathbf{F}_{vb} 和 \mathbf{F}_{bv} 为车辆子系统和轨道-桥梁子系统之间的轮轨相互作用力向量; 下角标 v 和 b 分别代表车辆和轨道-桥梁, vb 和 bv 代表列车与桥梁之间的耦合作用。

车辆子系统与轨道-桥梁子系统之间的耦合关系体现在轮轨几何位移关系和轮轨接触时产生的轮轨力两方面。根据轮轨滚动接触理论, 利用空间迹线法确定车轮踏面与钢轨之间的相对位置关系, 从代数学角度描述车辆横向位移、侧滚角、摇头角坐标间的依赖关系和相关参数, 允许轮轨之间出现脱离现象^[17]。当轮轨处于接触状态时, 基于赫兹非线性接触理论的轮轨法向接触力计算公式见式(2)。

$$p_j(t) = \left\{ \frac{1}{G} [Z_\omega(j, t) - Z_\gamma(j, t) - Z_0(t)] \right\}^{3/2}. \quad (2)$$

式中: $p_j(t)$ 是第 j 位车轮 t 时刻法向接触力; G 为轮轨接触常数; $Z_\omega(j, t)$ 、 $Z_\gamma(j, t)$ 和 $Z_0(t)$ 分别为 t 时刻第 j 位车轮位移、车轮下钢轨位移和轨道不平顺度。当轮轨分离时, 即 $Z_\omega(j, t) \leq Z_\gamma(j, t) + Z_0(t)$ 时, $p_j(t) = 0$ 。

对于轮轨间的蠕滑作用, 首先采用 Kalker 线性蠕滑理论计算, 然后再采用 Johnson-Vermeulen 非线性理论对蠕滑力进行修正。轮轨纵向蠕滑力 F_x 、横向蠕滑力 F_y 、旋转蠕滑力矩 M_z 的表达式为:

$$F_x = -\epsilon f_{11} \zeta_x, \quad (3)$$

$$F_y = -\epsilon (f_{22} \zeta_y + f_{23} \zeta_{sp}), \quad (4)$$

$$M_z = \epsilon (f_{23} \zeta_y - f_{33} \zeta_{sp}). \quad (5)$$

式中: ϵ 是修正系数; f_{ij} 是蠕滑系数; ζ_x 、 ζ_y 和 ζ_{sp} 分别为纵向蠕滑率、横向蠕滑率和自旋蠕滑率。

2 轨-桥模型及结构矩阵提取方法

2.1 精细化轨-桥有限元模型建模方法

为减轻大跨度斜拉桥的自重, 提高主梁空间整体性和抗扭刚度, 通常采用正交异性板和钢桁架相结合的板桁结构形式。正交异性钢桥面板由于采用纵、横梁支撑体系, 局部采用加劲肋提高桥面板竖向刚度, 导致沿桥梁纵向正交异性钢桥面板竖向刚度不连续, 局部刚度小^[4]。因此, 为体现车致大跨度斜拉桥的整体振动和桥面板局部动力响应, 需要建立考虑桥面板、加劲肋、钢桁架的主梁模型^[6]。

根据大跨度板桁斜拉桥各个部件的力学特征, 分别采用空间梁单元模拟钢桁架、加劲肋、桥塔和桥墩, 采用板单元模拟钢桥面板。斜拉索作为斜拉桥的主要受力构件之一, 合理模拟斜拉索是得到正确仿真结果的关键。为考虑垂度效应的影响, 通常采用 Ernst 公式^[20]进行拉索弹性模量的修正:

$$E_{eq} = \frac{E_c}{1 + (\omega_c L_h)^2 E_c A_c / (12 T^3)}. \quad (6)$$

式中: E_c 、 E_{eq} 分别为修正前后拉索的弹性模量; ω_c 、 L_h 、 A_c 和 T 分别为拉索的单位长度质量、水平投影长度、横截面积和索力。

轨道结构在列车、轨道和桥梁所组成的耦合振动系统中, 起着非常重要的作用。考虑轨道结构, 对于准确地模拟车-轨-桥系统的动态相互作用关系, 具有重要意义^[17]。有砟轨道由钢轨、扣件、轨枕和道砟组成。有限元模型中, 钢轨和轨枕通常采用梁单元模拟, 扣件和道砟的弹性支承作用可用弹簧-阻尼器单元模拟。其中有砟轨道等效支撑刚度和阻尼计算公式根据文献^[21]确定。

2.2 轨-桥模型结构矩阵提取方法

通用有限元软件 ANSYS 具有丰富的单元库, 以及可视化的建模手段。因此, 本文采用 ANSYS 建立轨道-斜拉桥精细化有限元模型, 并利用 APDL 二次开发工具编程提取有限元模型的质量、刚度和阻尼矩阵。ANSYS 软件提供了 2 种方式提取有限元模型的整体矩阵, 即 HBMAT 命令法和超单元法^[22]。其中, HBMAT 命令法采用索引存储方法的稀疏矩阵并以 Harwell-Boeing 格式存储矩阵下三角的非零元素, 具有提取速度快, 占用内存小的特点; 超单元法所列整体矩阵包含矩阵的全部元素, 虽然保留了矩阵的原始形式, 但当模型节点较多时, 其数据量庞大, 难以在普通计算机上实施。

鉴于精细化斜拉桥模型自由度数量庞大, 本文采用 HBMAT 命令法提取整体矩阵。首先创建有限元模型, 然后利用 WRFUL 命令设置求解, 并以 ASCII 码格式输出整体矩阵, 最后采用 MATLAB 自编程序 ATM.m 函数读取桥梁模型矩阵文件, 并以稀疏矩阵的形式存储, 以提高内存空间利用率。

3 车-桥耦合振动分析策略

图 1 给出了基于通用有限元软件和自主开发软件通过联合仿真实现车-桥耦合振动分析的计算流程。具体计算流程包括: 1) 在 ANSYS 软件中建立轨

道-桥梁有限元模型;2)采用 HBMAT 命令法导出有限元模型系统矩阵;3)采用自编程序 ATM.m 导入轨道-桥梁子系统矩阵并形成动力方程;4)在自编软件中定义车辆类型、编组方式等车辆参数,形成车辆系统动力方程;5)在自编软件中定义轨道不平顺类型、行车路线、钢轨截面类型和踏面类型等求解参数;6)采用分离迭代法^[17]求解耦合系统动力响应,并通过后处理模块得到桥梁动应力、车辆行车安全性评价指标等。

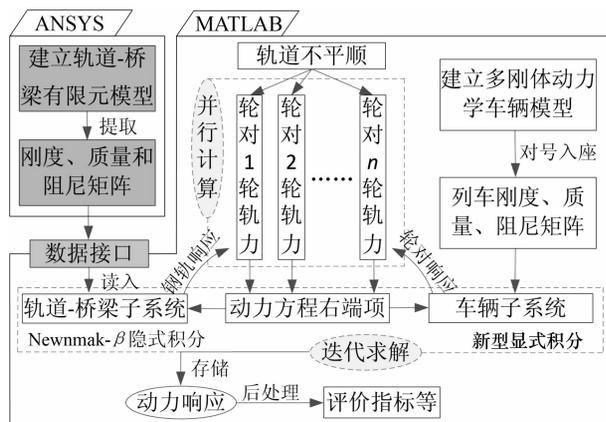


图1 有限元软件与自编软件联合仿真的计算流程图

Fig.1 The flow chart of co-simulation based on finite element software and self-developed software

为提高计算效率,本文采用显-隐式混合数值积分模式求解耦合系统动力方程^[17],即车辆子系统动力响应采用新型显式积分法,轨道-桥梁子系统动力响应采用 Newmark- β 隐式积分法。同时,提出了基于多 CPU 的并行计算策略,即将计算耗时最多的轮轨踏面动态接触搜索计算进行分解,把每个轮对的轮轨踏面动态接触搜索任务分配到 CPU 不同的线程中,最后汇总每个轮对与轨道之间的相互作用力,形成当前时间步的列车及轨道-斜拉桥动力方程的荷载向量,计算系统动力响应。经过运行证明,在配置了 I7-4770CPU 的 PC 上可以提高程序求解计算速度 10 倍以上。

4 仿真算例

4.1 工程概况

荆岳铁路洞庭湖大桥为蒙华铁路之荆州-岳阳段跨越湘江的特大铁路桥梁,为世界上首座三塔双主跨铁路斜拉桥,设计行车速度为 160 km/h。该斜拉桥的跨度布置为(98+140+406+406+140+98) m,如图 2 所示。斜拉桥主梁采用钢箱钢桁组合

结构,如图 3 所示。钢桁为三角桁式,主桁倾斜,以保证钢桁与拉索之间有足够的空间。上弦桁中心距 12 m,下弦桁中心距 14 m,桁高 12 m,节间距 14 m。钢箱为通过整体钢桥面连接的两边钢箱结构,钢桁和钢箱均采用 Q370qE 的钢材。主塔采用花瓶形混凝土主塔,中塔和边塔高均为 157 m,主塔采用箱形截面,塔身采用 C50 混凝土,塔座采用 C40 混凝土。斜拉索采用强度等级 1 860 MPa 的平行钢丝束,采用空间双索面,扇形布置,立面上每塔两侧共 13 对斜拉索,在中塔与边塔桥面横梁上方布置一对稳定索(共 8 根),全桥共有 164 根斜拉索。混凝土容重取 25 kN/m³,二期恒载为 150 kN/m。

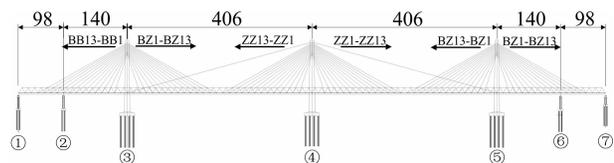


图2 斜拉桥布置图(单位:m)

Fig.2 The layout drawing of cable-stayed bridge (unit: m)

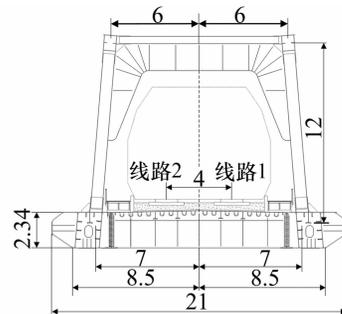


图3 主桁断面图(单位:m)

Fig.3 The cross section drawing of truss (unit: m)

4.2 斜拉桥轨道-桥梁整体有限元模型

根据 2.1 节的方法建立了考虑主梁、桥塔、桥墩、拉索以及轨道结构的斜拉桥整体三维有限元模型,如图 4 所示。其中,桥面板采用 shell181 单元模拟,桥面板局部的加劲肋、横梁和 T 纵梁以及主梁杆件、桥塔均采用 beam188 单元模拟,斜拉索采用 link180 单元模拟。有限元计算模型的总体坐标系以顺桥向为 X 轴,横桥向为 Y 轴,竖向为 Z 轴。1#~7#号墩处设竖向和横向约束;主塔墩在塔根处固接;中塔与主梁之间设纵向约束,其他桥墩(塔)与主梁之间纵向无约束。二期恒载作为分布质量分配到主梁上。

4.3 计算方法的验证

为验证上述方法所提取的有限元模型整体矩

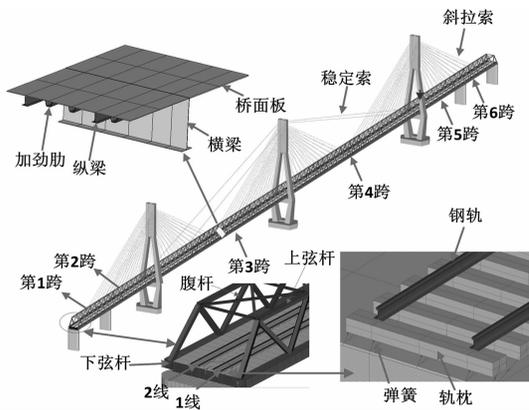


图 4 斜拉桥有限元模型

Fig.4 Finite element model of the cable-stayed bridge

阵的正确性,表 1 和图 5 中分别对比了 ANSYS 软件和 TRBF-DYNA 软件的模态计算结果和自重下桥梁变形结果.

表 1 两种方法计算所得模态频率

Tab.1 Natural frequencies calculated by two methods

阶数	频率/Hz		振型
	ANSYS	TRBF-DYNA	
1	0.275	0.275	主桁反对称横弯
2	0.322	0.322	主桁对称横弯
3	0.442	0.442	中塔纵弯+主桁反对称竖弯
4	0.596	0.596	边塔纵弯+主桁竖弯
5	0.610	0.610	主桁竖弯+桥塔纵弯
6	0.782	0.783	主桁横弯
7	0.791	0.791	主桁对称横弯
8	0.831	0.830	桥塔横弯

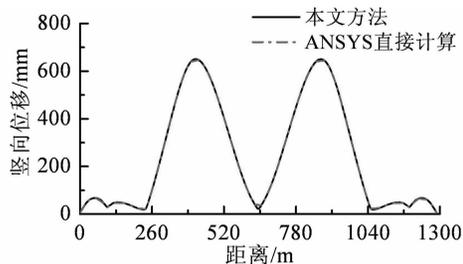


图 5 两种方法静力计算结果对比

Fig.5 Comparison of static calculation results of two methods

从表 1 和图 5 可看出两种方法所得出的自振频率和自重下的桥梁变形结果误差在 5% 以内,从而表明本文所采用的提取矩阵的方法正确.从表 1 中可以看出该桥的首阶主梁横向弯曲和竖向弯曲模态均以反对称弯曲首先出现.该桥第 1 阶模态为主

梁反对称横弯,自振频率为 0.275 Hz,说明桥梁的横向刚度要弱于竖向刚度,这符合一般铁路专用斜拉桥的规律.

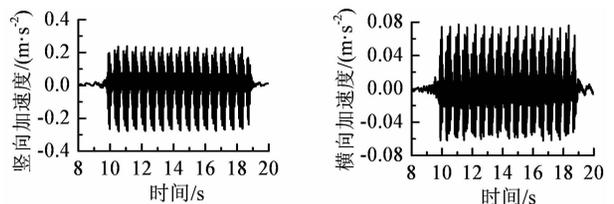
4.4 桥梁动力响应分析

为研究不同列车速度对斜拉桥动力响应及行车安全性的影响,采用德国低干扰轨道谱,分析了 CRH2 高速列车以 100~240 km/h 等 8 种速度沿线路 1(线路 1 位置如图 3 所示)通过时耦合系统的动力响应.表 2 中给出了单线和双线行车工况下的斜拉桥第 3 跨主梁冲击系数、位移和加速度幅值,其中单线行车的 1~8 工况对应的行车车速分别是 100 km/h、120 km/h、140 km/h、160 km/h、180 km/h、200 km/h、220 km/h、240 km/h;双线行车的 9~11 工况对应的行车车速分别是 160/160 km/h、160/180 km/h 和 160/200 km/h 三种速度组合.图 6 和图 7 分别给出了车速 160 km/h 下第 3 跨跨中主梁加速度和位移时程曲线.

由表 2、图 6、图 7 可看出:

1)不同行车速度和行车线路情况对桥梁动力系数有一定影响,但并不显著,主跨动力系数最大值仅为 1.018,小于我国《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005)规定的中小跨度桥梁动力系数限值.

2)受单线行车偏载作用以及主梁空间扭转效应影响,靠近行车线路一侧的桥梁位移较大,同时主梁的上弦节点横向位移大于下弦节点横向位移;同时,大跨度斜拉桥跨度大,运行在桥上的轮对数量多,由轨道不平顺引起的各个轮对之间的轮轨力存在随机相位差,多个轮对的轮轨力叠加以后与列车静轴重相差不大(4.7 节给出了轮轨力特征的详细解释),所以主跨竖向位移虽然随车速的增加略有增加,但整体上桥梁位移响应受车速变化的影响不大.



(a) 竖向加速度 (b) 横向加速度

图 6 车速 160 km/h 时第 3 跨跨中主梁加速度时程曲线

Fig.6 The time history curves of acceleration of midpoint of third span under train speed of 160 km/h

表2 洞庭湖大桥桥梁第3跨响应最大值汇总表

Tab.2 The maximum dynamic responses of the third span of the cable-stayed bridge

响应最大值		单线行车工况							双线行车工况				
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
动力系数		1.007	1.008	1.009	1.008	1.008	1.008	1.007	1.006	1.009	1.012	1.018	
位移/mm	竖向	左桁	77.1	77.1	77.2	77.2	77.8	77.8	78.4	79.3	63.4	92.7	142.1
		右桁	86.5	86.7	86.8	86.9	87.3	87.6	88	88.8	63.4	91.9	142.3
	横向	上弦	8.6	8.7	8.6	8.5	8.6	8.7	8.8	8.8	8.6	9.4	8.6
		下弦	0.65	0.65	0.77	0.72	0.78	0.83	0.87	0.90	0.97	0.81	0.65
加速度/ (cm · s ⁻²)	竖向	左桁	6.2	7.7	9.4	11.8	13.0	14.3	16.1	18.9	35.2	53.4	60.6
		右桁	26.1	29.8	34.3	40.0	44.9	49.4	53.7	58.9	39.7	45.6	46.8
	横向	上弦	2.5	3.6	3.7	4.0	4.4	4.9	5.7	6.2	4.0	4.0	4.2
		下弦	8.7	9.0	11.6	13.0	14.4	15.4	16.1	16.7	13.1	21.3	21.4

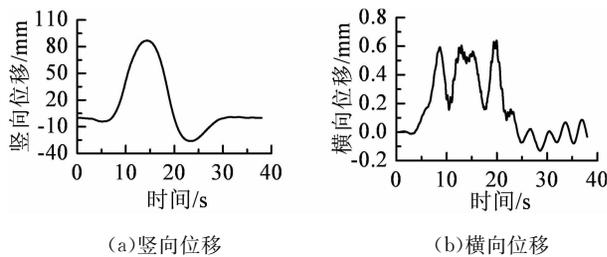


图7 车速160 km/h时第3跨跨中主梁振动位移
Fig.7 The time history curves of displacement of midpoint of third span under train speed of 160 km/h

3) 双线行车工况下,当两列车以160 km/h的速度等速对开时,交会点位于中塔处,属于对称加载,故桥梁主跨竖向位移小于单线行车条件下的桥梁主跨竖向位移;当两列车以不同速度对开时,由于主跨上可能同时叠加两列车的竖向荷载作用,故桥梁主跨竖向位移会大幅增加。

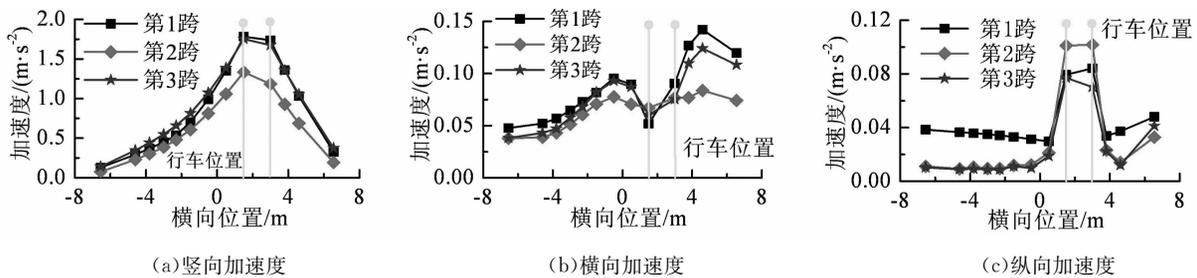


图8 车速160 km/h时各跨跨中沿桥面板横向各位置节点加速度
Fig.8 Maximum acceleration response in the mid-span of each span of the bridge deck under train speed of 160 km/h

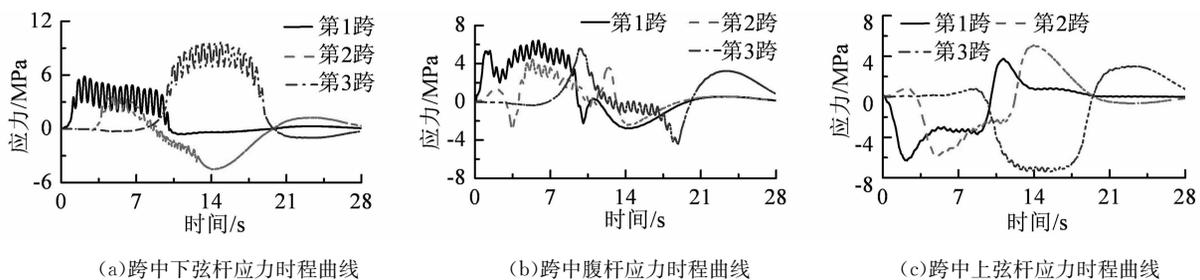


图9 车速160 km/h时各跨跨中杆件应力时程曲线
Fig.9 Time history of stress of the chords of bridge truss of each span under train speed of 160 km/h

4) 单线和双线行车工况下,桥梁各跨主梁桁架的横向和竖向加速度均随着行车速度的增加而增大;桥梁横向动加速度最大值为0.214 m/s²,竖向加速度最大值为0.606 m/s²,均远小于0.15g和0.35g的限值。

4.5 主梁局部动力响应分析

板桁结构斜拉桥由于正交异性钢桥面板局部直接承受列车动力荷载作用,故需要考虑板桁结构主梁的局部动力响应问题.以单线160 km/h行车为例,图8~图9中分别给出了桥面局部加速度最大值分布以及桁架主梁上、下弦杆和腹杆的应力时程曲线.为对比车桥耦合振动对主梁杆件动应力的影响程度,图10给出车桥耦合振动条件下和列车轴重荷载静力过桥条件下的第3跨跨中杆件应力时程曲线。

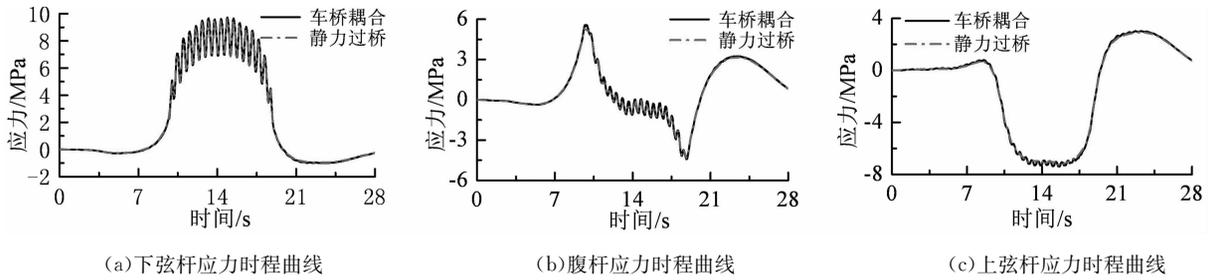


图 10 车速 160 km/h 时第 3 跨跨中杆件车桥耦合和静力过桥应力时程曲线

Fig.10 Time history of stress of the chords of bridge truss of third span under train speed of 160 km/h by train-bridge coupled interaction and static force

从图 8~图 10 中可看出:

1) 3 个不同跨中截面处, 由于行车位置直接承受列车荷载的激励以及桥面板的局部柔性作用, 沿桥面板横向不同位置的加速度最大值差别显著; 其中行车线路正下方的桥面竖向加速度最大, 远离行车线路的桥面竖向加速度逐渐衰减; 单线偏载行车使得靠近行车线路一侧的桥面横向振动加速度较大。

2) 从图 8 中可看出, 行车线路一侧的桥面板局部最大振动加速度和下弦杆最大振动加速度分别是 1.78 m/s^2 和 0.32 m/s^2 , 两者相差约 6 倍; 我国《高速铁路设计规范》(TB 10621—2014) 规定, 为确保桥上线路结构的稳定性, 需要对桥面振动加速度加以控制, 规定有砟轨道桥面的竖向振动加速度限值 $0.35g$; 因此, 这类具有较大局部柔性特征的正交

异性钢桥面板应采用精细桥面板模型研究桥面板振动加速度是否符合规范要求。

3) 从图 9 应力时程曲线上可看出右下弦和腹杆杆件表现出了显著多次的应力循环, 循环次数和列车编组的总轮轴数一致, 其中右下弦的应力变化幅度达到 2.8 MPa , 上弦杆的应力变化幅度较小; 从图 10 可看出采用车桥耦合系统动力分析和车辆轴重荷载静力过桥方法所得各杆件的应力只有微小差别, 杆件应力冲击系数小于 0.05。

4.6 车辆的动力响应分析

根据我国铁路设计规范中关于列车走行性指标的相关规定, 表 3 给出了不同车速条件下单线和双线行车时的列车脱轨系数、轮重减载率、轮轨横向力、车体加速度和 Sperling 指标。

表 3 车辆响应最大值汇总

Tab.3 Summary of dynamic response of train

响应最值	单线行车工况								双线行车工况		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
脱轨系数	0.06	0.07	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.06	0.08	0.11
轮重减载率	0.30	0.35	0.4	0.46	0.52	0.55	0.58	0.61	0.46	0.51	0.58
横向力/kN	5.7	6.3	6.6	7.7	8.5	8.9	9.4	10.0	5.7	8.9	9.4
动车 横向加速度/ $(\text{cm} \cdot \text{s}^{-2})$	20.5	21.9	22.1	21.8	21.9	22.9	23.4	25.0	19.2	22.0	23.2
竖向加速度/ $(\text{cm} \cdot \text{s}^{-2})$	26.0	28.5	30.3	32.9	37.4	43.8	49.8	57.3	20.8	35.1	42.8
横向 Sperling 指标	1.01	1.03	1.07	1.15	1.15	1.13	1.12	1.15	0.88	1.09	1.18
竖向 Sperling 指标	1.03	1.05	1.06	1.09	1.11	1.13	1.14	1.2	1.00	1.10	1.13
脱轨系数	0.09	0.09	0.10	0.10	0.10	0.11	0.12	0.13	0.08	0.08	0.11
轮重减载率	0.33	0.37	0.44	0.5	0.54	0.56	0.61	0.63	0.49	0.56	0.62
横向力/kN	6.6	6.9	7.1	8.5	9.0	9.8	10.9	11.1	6.36	9.53	10.5
拖车 横向加速度/ $(\text{cm} \cdot \text{s}^{-2})$	22.9	25.3	25.9	27.5	28.1	28.4	28	29.3	20.8	28.3	28.7
竖向加速度/ $(\text{cm} \cdot \text{s}^{-2})$	22.3	25.0	27.7	31.8	37.	42.4	47.5	51.4	21.1	33.3	40.7
横向 Sperling 指标	1.05	1.16	1.19	1.28	1.26	1.29	1.23	1.19	0.94	1.16	1.28
竖向 Sperling 指标	1.06	1.1	1.17	1.21	1.22	1.25	1.26	1.29	0.99	1.26	1.26

由表 3 可看出:

1) 随列车运行速度提高, 动车和拖车的脱轨系数、轮重减载率、轮轨横向力、车体振动加速度和 Sperling 指标均呈单调增大的趋势, 均符合我国相

关铁路设计规范规定的限值要求, 其中竖向和横向 Sperling 指标均达到优良水平。

2) 双线对开工况对列车行车安全性指标和舒适性指标影响不大; 主要原因在于双线对开工况由

于属于对称加载,桥梁竖向变形以及扭转变形均小于单线工况,对比工况4和工况9可知,双线等速对开(160 km/h)条件下的列车行车安全性指标和舒适性指标甚至优于单线行车条件下指标。

4.7 大跨度桥梁动位移与轮轨力的关系

为进一步从列车编组中轮轨作用力之间的随机关系角度深入揭示4.4节中对桥梁动力系数所做的比较,采用互功率谱的方法研究了不同轮对轮轨力之间的相关性关系。

互功率密度函数(cross-PSD function) $S_{XY}(\omega)$ 是由互相关函数 $R_{XY}(\tau)$ 进行傅里叶变换来定义的,亦即:

$$S_{XY}(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} R_{XY}(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau. \quad (7)$$

根据公式(7)可得到相干函数 $\gamma_{XY}(\omega)$ 及相位函数 $\Theta(\omega)$ 表达式为:

$$\gamma^2_{XY}(\omega) = \frac{|S_{XY}(\omega)|^2}{S_{XX}(\omega) S_{YY}(\omega)}, 0 \leq \gamma^2_{XY} \leq 1; \quad (8)$$

$$\Theta(\omega) = \tan^{-1} \left[\frac{\text{Im}[S_{XY}(\omega)]}{\text{Re}[S_{XY}(\omega)]} \right]. \quad (9)$$

式中: ω 表示角频率; $\text{Im}(\cdot)$ 表示函数虚部的运算; $\text{Re}(\cdot)$ 表示函数实部的运算。

图11给出了设计时速160 km/h时动车轮轨力时程曲线.其中,图11(a)中给出了列车编组中其中一个车轮的竖向轮轨力时程曲线,图11(b)~(c)中给出了列车编组中任意2个竖向轮轨力之间的互相关系数和相位角.从图11(a)中可看出,轮轨力包含了单个车轮轴重荷载和轨道不平顺引起的轮轨惯性力2部分,由于轨道不平顺的激励作用,单个车轮竖向轮轨力的变化范围在-42.1~-121.4 kN之间,相对单个车轮轴重荷载(78.5 kN)的最大变化幅度为62%.同时,列车以160 km/h的速度运动时,车轮轴重荷载通过钢轨扣件(0.6 m间距)的激励频率 $f_1 = v/0.6 \text{ m} = 74.1 \text{ Hz}$,因此在图11(b)~(c)中可看出,与 f_1 及其倍频相关的静轮重荷载相干系数接近1.0,且具有较高的同相位属性;而轨道随机不平顺引起的轮轨惯性相互作用力之间的相干系数较低,且不具备同相位属性.故从图11(g)中可看出,当把作用在桥梁上的16节车的128个竖向轮轨力叠加以后,轮轨力合力的变化幅度仅为2.3%,接近车辆自重.表明,对于大跨度桥梁而言,由于同时作

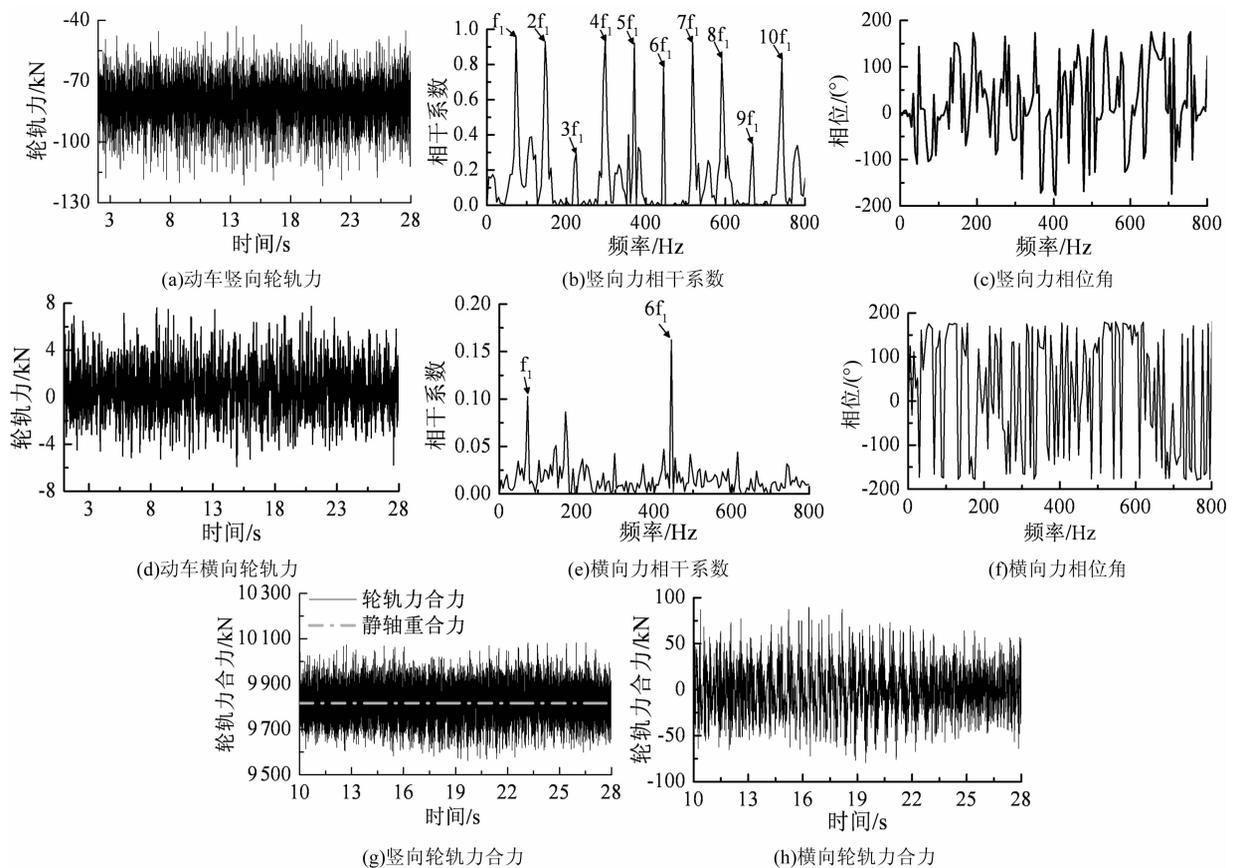


图11 车速160 km/h时轮轨力特性曲线

Fig.11 The time history curves of wheel-rail force characteristics under train speed of 160 km/h

用在桥上的车轮数量较多,轨道随机不平顺引起的各个车轮之间的轮轨动力效应将相互抵消,作用在桥梁上的轮轨力合力将约等于列车自重.图 11(d)~(f)和图 11(h)中给出了轮轨横向力时程曲线、任意两个轮轨横向力之间的互相关系数和相位角以及所有轮轨横向力合力时程曲线.从图中可以看出,横向轮轨力之间由于相干系数较低,不具备幅值叠加特性,从而轮轨横向力合力较小.图 11(e)中相关性较大的点是由于车轮轴重荷载沿车轮踏面倾角方向的分力引起的,因此具有与图 11(b)中相同的

频率特性.

4.8 大跨度桥梁位移与轨道不平顺的关系

为对比轨道不平顺对桥梁振动位移的影响规律,表 4 给出了德国低干扰(工况 12)、德国高干扰(工况 13)以及美国五级谱(工况 14)3 种轨道不平顺条件下,列车引起的桥梁跨中位移最大值.从表 4 中可看出,对大跨度桥梁整体动力效应来说,轨道不平顺的影响并不显著,若单独研究桥梁动位移或者动力系数,则可直接采用静轮重荷载进行.

表 4 不同轨道不平顺下桥梁跨中位移最大值

工况	竖向位移						横向位移					
	第 1 跨跨中		第 2 跨跨中		第 3 跨跨中		第 1 跨跨中		第 2 跨跨中		第 3 跨跨中	
	左桁	右桁	左桁	右桁	左桁	右桁	左桁	右桁	左桁	右桁	左桁	右桁
12	5.3	7.2	10.1	11.3	77.2	86.9	1.6	0.17	3	0.23	8.5	0.72
13	5.3	7.2	10.1	11.3	77.2	86.8	1.6	0.25	3	0.3	8.5	0.77
14	5.3	7.2	10.1	11.3	77.2	86.9	1.6	0.26	3	0.31	8.6	0.79

5 结 论

针对列车-大跨度复杂斜拉桥耦合系统整体及局部动力响应问题,提出了一种利用通用有限元软件建立桥梁结构精细化有限元模型,采用自主开发软件读取有限元模型结构信息并开展车-桥耦合振动响应分析的方法,以荆岳铁路洞庭湖大桥为研究对象,开展了不同车速、行车线路以及不同轨道不平顺谱条件下的耦合系统动力响应研究,主要得到了以下结论:

1) 采用有限元方法建立大跨度桥梁精细化模型,并采用直接刚度法建立轨道-桥梁子系统动力方程,可以真实反映桥梁结构整体振动及局部振动响应.

2) 正交异性钢桥面板由于局部竖向刚度较小,且沿桥梁纵、横向支承刚度不连续,在列车动力荷载作用下,行车线路下方的桥面板局部振动加速度远大于桥面两端主桁架的振动加速度,最大可达 6 倍;建议采用精细化正交异性钢桥面板数值模型评价桥面最大加速度是否满足规范要求.

3) 由于轨道不平顺的随机性,任意两个轮轨相互作用力之间具有较低的相关性,轮轨力之间不具备幅值叠加特性;当整列车全部行驶在大跨度桥梁上时,所有作用在大跨度斜拉桥上的竖向轮轨力合

力基本等于列车静轴重,二者相差仅 2.3%.

4) 对于大跨度桥梁而言,列车全部通过主梁跨中的时间较长,远大于桥梁自振周期,故大跨度桥梁动力系数受车速的影响不大;而且,不同轨道不平顺谱对桥梁竖向位移的影响较小;因此,可以采用静轴重作为移动荷载评估桥梁整体动力响应.

5) 钢桁架主梁下弦和腹杆属于局部受力状态,每个车轴均会使其产生一次应力循环,从而导致钢桁架主梁下弦和腹杆处于高周疲劳应力幅工作状态,在以后的疲劳性能研究中需要特别考虑.

6) 单线和双线行车条件下,该桥的整体及局部动力响应指标、列车行车安全性指标和舒适性指标均满足规范要求,表明该桥具有足够的竖向和横向刚度,满足自身动力性能和列车走行性的各项要求.

参考文献

- [1] HU N, DAI G L, YAN B, *et al.* Recent development of design and construction of medium and long span high-speed railway bridges in China[J]. *Engineering Structures*, 2014, 74(1): 233-241.
- [2] SONG X D, WU D J, LI Q. Dynamic impact analysis of double-tower cable-stayed maglev bridges using a simple model[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2013, 19(1): 34-43.
- [3] 崔圣爱, 祝兵, 白峰涛, 等. 琼洲海峡跨海斜拉桥方案车桥系统耦合振动仿真分析[J]. *振动与冲击*, 2011, 30(5): 106-110.
- [4] CUI S A, ZHU B, BAI F T, *et al.* Coupled vibration analysis of vehicle-bridge system for crossing-channel cable-stayed bridge scheme over Qiongzhou strait[J]. *Journal of Vibration and*

- Shock, 2011, 30(5): 106—110. (In Chinese)
- [4] 李永乐, 夏飞龙, 李龙, 等. 大跨度钢桁梁斜拉桥无砟轨道桥面竖向静力刚度特性[J]. 铁道学报, 2014, 36(12): 79—83.
LI Y L, XIA F L, LI L, *et al.* Vertical static stiffness of ballastless tracks laid on long-span steel truss cable-stayed bridge[J]. Journal of the China Railway Society, 2014, 36(12): 79—83. (In Chinese)
- [5] BRUNO D, GRECO F, LONETTI P. Dynamic impact analysis of long span cable-stayed bridges under moving loads[J]. Engineering Structures, 2008, 30(4): 1160—1177.
- [6] KONG X, WU D J, CAI C S, *et al.* New strategy of substructure method to model long-span hybrid cable-stayed bridges under vehicle-induced vibration [J]. Engineering Structures, 2012, 34(1): 421—435.
- [7] ZHANG W, CAI C S, PAN F. Finite element modeling of bridges with equivalent orthotropic material method for multi-scale dynamic loads [J]. Engineering Structures, 2013, 54(9): 82—93.
- [8] YU Y, DENG L, WANG W, *et al.* Local impact analysis for deck slabs of prestressed concrete box-girder bridges subject to vehicle loading[J]. Journal of Vibration & Control, 2017, 23(1): 31—45.
- [9] XIA H, GUO W W, ZHANG N, *et al.* Dynamic analysis of a train-bridge system under wind action[J]. Computers & Structures, 2008, 86(19): 1845—1855.
- [10] 刘沐宇, 聂俊青. 三塔结合梁斜拉桥空间有限元模型对比分析[J]. 土木工程与管理学报, 2011, 28(3): 164—168.
LIU M Y, NIE J Q. Comparative analysis of the spatial FEM model of composite girder cable-stayed bridge with three towers [J]. Journal of Civil Engineering and Management, 2011, 28(3): 164—168. (In Chinese)
- [11] JI J, ZHANG W, ZHAO W, *et al.* Analysis and comparison on dynamic characteristics of the bridge subjected to moving load based on ANSYS [J]. Journal of Convergence Information Technology, 2012, 7(8): 159—168.
- [12] 万家, 王澜, 宣言, 等. 城市轨道交通高架桥动力学性能仿真研究[J]. 中国铁道科学, 2004, 25(4): 90—93.
WAN J, WANG L, XUAN Y, *et al.* Simulation research on the dynamics performances of the viaducts of urban rail transit[J]. China Railway Science, 2004, 25(4): 90—93. (In Chinese)
- [13] KWASNIEWSKI L, LI H, WEKEZER J, *et al.* Finite element analysis of vehicle-bridge interaction[J]. Finite Elements in Analysis and Design, 2006, 42(11): 950—959.
- [14] 杜新光, 金先龙, 陈向东. 基于并行计算的大跨度斜拉桥行车安全分析[J]. 振动与冲击, 2010, 29(7): 5—8.
DU X G, JIN X L, CHEN X D. Simulation analysis for running safety of a light-rail train on a long span cable-stayed bridge based on parallel computation [J]. Journal of Vibration and Shock, 2010, 29(7): 5—8. (In Chinese)
- [15] 朱伟, 戚铁, 贾亮. 基于 SIMPACK 的钢桁梁斜拉桥车-桥系统动力性能分析[J]. 铁道标准设计, 2014, 58(7): 89—93.
ZHU W, QI T, JIA L. Dynamic performance analysis of vehicle-bridge system for a cable-stayed bridge with steel truss girder based on SIMPACK [J]. Railway Standard Design, 2014, 58(7): 89—93. (In Chinese)
- [16] GUO W H, XU Y L. Fully computerized approach to study cable-stayed bridge-vehicle interaction [J]. Journal of Sound & Vibration, 2001, 248(4): 745—761.
- [17] 翟婉明, 夏禾. 列车-轨道-桥梁动力相互作用理论与工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 2011: 212—213.
ZHAI W M, XIA H. Train-track-bridge dynamic interaction; theory and engineering application[M]. Beijing: Science Press, 2011: 212—213. (In Chinese)
- [18] 朱志辉, 王力东, 龚威, 等. 基于改进迭代模型的车桥耦合系统竖向随机振动研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2016, 43(11): 120—130.
ZHU Z H, WANG L D, GONG W, *et al.* Study on vertical random vibration of train-bridge coupled system based on improved iteration model [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2016, 43(11): 120—130. (In Chinese)
- [19] 朱志辉, 王力东, 杨乐, 等. 轨道不平顺短波分量对列车-简支梁桥耦合振动的影响[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2016, 43(1): 53—60.
ZHU Z H, WANG L D, YANG L, *et al.* Effect of short-wavelength components in rail irregularity on the coupled dynamic response of train and simple-supported bridge [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2016, 43(1): 53—60. (In Chinese)
- [20] ERNST J H. DER E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges[J]. Der Bauingenieur, 1965, 40(2): 52—55.
- [21] ZHAI W, WANG K, LIN J. Modelling and experiment of railway ballast vibrations[J]. Journal of Sound and Vibration, 2004, 270: 673—683.
- [22] 王新敏. ANSYS 工程结构数值分析[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007: 356—358.
WAN X M. ANSYS numerical analysis of engineering structures[M]. Beijing: China Communications Press, 2007: 356—358. (In Chinese)