

文章编号: 1001-4632 (2026) 02-0076-11

引用格式: 蔡超勋, 李克冰, 赵健业. 时速 400 km 高速铁路车桥动力响应随机特性研究[J]. 中国铁道科学, 2026, 47(2): 76-86.

Citation: CAI Chaoxun, LI Keping, ZHAO Jianye. Study on Random Characteristics of Vehicle-Bridge Dynamic Response for 400 km · h⁻¹ High-Speed Railway [J]. China Railway Science, 2026, 47 (2): 76-86.

时速 400 km 高速铁路车桥动力响应随机特性研究*

蔡超勋¹, 李克冰^{2,3}, 赵健业^{2,3}

(1. 中国铁道科学研究院集团有限公司 科研开发部, 北京 100081;

2. 中国铁道科学研究院集团有限公司 铁道建筑研究所, 北京 100081;

3. 中国铁道科学研究院集团有限公司 高速铁路轨道系统全国重点实验室, 北京 100081)

摘要: 由于更高速度铁路车桥动力响应具有显著的随机性, 因此为探明时速 400 km 列车过桥动力响应的特点及概率分布特征, 基于虚拟激励法与全过程迭代法建立车桥耦合随机振动模型, 并与蒙特卡洛法仿真结果进行对比验证。基于此, 分析时速 400 km 下列车运行安全性与平稳性指标的时频分布规律, 并研究不同基频简支梁在更高速度列车作用下的车桥动力响应随机特征。结果表明: 车桥响应的功率谱及标准差随时间变化而变化, 呈现典型的非平稳特征; 桥梁动力系数主要受列车轴式、轴距控制, 受不平顺随机激励的影响很小; 简支梁共振条件下轮重减载率随速度增大而显著增大, 车体振动加速度对简支梁共振响应不敏感; 简支梁基频对列车轮重减载率和车体振动加速度影响较小, 但轨道不平顺的随机性对桥梁竖向振动加速度与轮重减载率的影响显著。

关键词: 虚拟激励法; 高速铁路; 车桥动力响应; 轨道不平顺; 随机振动

中图分类号: U238; U441.3

文献标识码: A

doi: 10.3969/j.issn.1001-4632.2026.02.07

早期的车桥耦合仿真研究主要集中于确定性分析, 通常利用谐波叠加法把轨道不平顺谱转换为时域样本^[1-3], 并将其作为外部激励加到车桥系统中进行求解。单个样本的仿真结果具有偶然性, 为明确车桥耦合系统的随机响应特征, 需开展大量样本计算后经统计分析得到。

为了解决以上问题, 基于随机振动理论的车桥耦合仿真分析方法被提出, 其核心是在已知各随机激励功率谱密度函数的前提下, 计算响应的功率谱密度函数。Wu 等^[4]采用混沌多项式展开方法建立桥梁动力方程, 以谱随机有限元方法计算了具有随机材料特性桥梁的车致动力响应。Lombaert 等^[5]将轮轨力进行傅里叶展开, 采用类似谱分析求解车桥动力问题。然而此类方法多针对高度简化的车桥模型建立解析表达式, 推广至工程问题较困难。

近年来, 虚拟激励法因其高效、简便的特性,

被引入车桥耦合系统的随机分析中。利用虚拟激励法, Zhang 等^[6]计算了车线动力响应的功率谱密度函数, 分析了车辆运行舒适度指标的分布规律; 余志武等^[7]计算了高速列车通过简支梁的车桥动力响应, 并基于计算结果分析了桥梁车致振动的合理范围; Li 等^[8]计算了列车通过三跨连续梁桥时, 列车运行安全性和平稳性的概率特征; Zhu 等^[9]研究了轨道不平顺的概率特征及频域特性对车桥系统振动响应的影响规律。上述工作基于虚拟激励法进行了车桥耦合随机振动分析, 且均通过与蒙特卡洛法的对比, 验证了理论与方法的正确性。必须指出, 以上研究在求解时采用的是分离迭代或耦合方法, 很难在计算过程中控制迭代进程, 且也难以借助有限元软件简化仿真流程, 而全过程迭代求解法^[10]则避免了以上问题, 更加便于实际的工程应用。

目前, 我国“十四五”发展规划和 2035 年远

收稿日期: 2025-11-19; 修订日期: 2026-01-25 * 本刊“中国科技期刊提能拓展计划项目”特约稿

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2022YFB2603400)

第一作者: 蔡超勋 (1982—), 男, 湖南益阳人, 研究员, 博士。E-mail: tagerocai@163.com

通讯作者: 李克冰 (1988—), 男, 山东泰安人, 副研究员, 博士。E-mail: llikebing@163.com

景目标中已明确提出建设更高速度的高速铁路，且针对更高速下车桥动力响应的研究已经取得一定进展。陈星宇等^[11]、李小珍等^[12]开展了时速 400 km 高速铁路常用跨度预应力混凝土简支箱梁的竖向基频限值研究，给出了跨度 24, 32 和 40 m 的预应力混凝土简支箱梁竖向自振基频限值。李克冰等^[13]研究了 ZK 荷载图式对时速 400 km 高速铁路的适应性，分析梁体基频对 ZK 荷载图式适应性的影响，并给出时速 400 km 高速铁路常用跨度简支梁的设计基频建议限值。班新林等^[14]研究提出了新建设计时速 400 km 高速铁路中 32 m 简支箱梁的设计标准建议值。杨光等^[15]则重点对时速 400 km 条件下的钢轨适应性进行了研究。以上研究采用的方法均为确定性车桥耦合分析，但更高速下车桥动力响应具有更加显著的随机性，忽略这种随机性可能导致研究结果不够准确。

本文利用虚拟激励法建立了车桥耦合随机振动模型，采用全过程迭代法对其进行了求解，并与蒙特卡洛模拟结果对比，验证了模型的合理性。基于车桥随机分析模型，给出了典型工况下列车运行安全性与平稳性指标的时频分布规律，并研究了不同基频简支梁在更高速列车作用下的车桥动力响应随机特征。

1 车桥耦合随机振动分析方法及验证

1.1 分析方法

车桥耦合振动系统可以分为列车子系统和桥梁子系统，两者通过轮轨关系相联系，系统的激励源为轨道不平顺。建立车桥耦合振动分析模型，建模时假定如下^[16]。

(1) 车辆和桥梁子系统均为线性系统；

(2) 轮轨竖向采用密贴假定，即轮对位移为桥梁位移与不平顺之和，桥梁位移则考虑为模型相邻节点位移的线性组合；

(3) 轮轨相互作用力被分配到其在桥梁模型所处位置的相邻 2 个节点上，大小与车轮到桥梁节点的距离成反比；

(4) 忽略列车的横向振动，仅考虑竖向振动，每个车辆单元中，车体和转向架均考虑竖向、点头 2 个自由度，轮对考虑竖向自由度，共计 10 个自由度。

在给定的车辆 j 下，车桥耦合系统的运动平衡方程为

$$\begin{pmatrix} M_{VV} & M_{VB} \\ M_{BV} & M_{BB} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{X}_V \\ \ddot{X}_B \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} C_{VV} & C_{VB} \\ C_{BV} & C_{BB} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{X}_V \\ \dot{X}_B \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} K_{VV} & K_{VB} \\ K_{BV} & K_{BB} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X_V \\ X_B \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_{Vj} \\ F_{Bj} \end{pmatrix} \quad (1)$$

式中： M 、 C 和 K 分别为质量、阻尼和刚度矩阵； X 和 F 分别为位移向量和荷载向量；下标 V 和 B 分别表示车辆和桥梁子系统，下标 VV 和 BB 分别表示只针对车辆和桥梁，下标 VB 和 BV 表示车辆和桥梁的相互作用量，下标 Vj 和 Bj 分别表示与第 j 个车辆相关的车辆和桥梁子系统。

式 (1) 中，桥梁子系统的阻尼矩阵由 Rayleigh 阻尼模型构建，其 Rayleigh 阻尼系数由模型的前 2 阶频率计算得到。

作用于车桥耦合系统的荷载分为 2 部分：列车轴重通过桥梁产生的确定性荷载；随机轨道不平顺引起的随机性荷载。轨道不平顺可视为零均值的高斯随机过程，因此对于线性系统，轨道不平顺引起的动力响应也必然满足零均值高斯过程特性。也就是说，车桥动力响应的均值由移动荷载列决定，响应的标准差由车桥系统的随机特征决定。由随机振动理论可知，对系统第 n 个自由度响应的自功率谱 $S_m(\omega, t)$ 在频域上进行积分，可以得到其方差 $\sigma_n^2(t)$ 为

$$\sigma_n^2(t) = \int_{-\infty}^{\infty} S_m(\omega, t) d\omega \quad (2)$$

式中： ω 为圆频率； t 为时间。

车桥随机振动仿真流程如图 1 所示。首先，联立列车子系统与桥梁子系统，建立车桥耦合振动方程。然后，将列车移动荷载作为确定性激励输入动力方程，得到车桥系统的确定性响应，进而得到响应均值。同时，由轨道不平顺功率谱函数构造虚拟激励，输入系统动力方程，得到车桥耦合系统的虚拟响应谱，进一步得到系统响应功率谱；再根据式 (2) 得到响应标准差。最后，由响应均值与响应标准差得到车桥耦合系统响应概率密度。

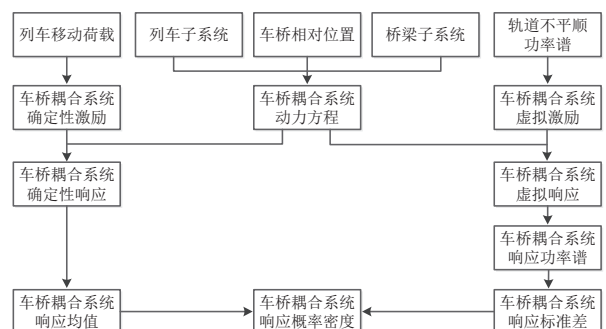


图 1 车桥随机振动仿真流程

对于给定的轮对, 车辆转向架的竖向 (z 轴) 相对位移和俯仰 (绕 y 轴) 角分别记为 z_1 和 φ_1 , 对于桥梁上的相邻节点 I 和 J , 竖向位移分别记为 z_2 和 z_3 。轮轨作用力分配到和轮对相邻的 2 个桥梁节点上, 力的大小与轮距成反比, 其中节点 I 的权重因子记为 p , 节点 J 的权重因子记为 q 。此时, 给定轮对所受虚拟激励的平衡方程为

$$\begin{pmatrix} \tilde{F}_{z_1} \\ \tilde{F}_{\varphi_1} \\ \tilde{F}_{z_2} \\ \tilde{F}_{z_3} \end{pmatrix} = -2 \begin{pmatrix} 1 & d_1 & -p & -q \\ d_1 & d_1^2 & -pd_1 & -qd_1 \\ -p & -pd_1 & p^2 & pq \\ -q & -qd_1 & pq & q^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} k_1 z_1 + c_1 \dot{z}_1 \\ k_1 \varphi_1 + c_1 \dot{\varphi}_1 \\ k_1 z_2 + c_1 \dot{z}_2 \\ k_1 z_3 + c_1 \dot{z}_3 \end{pmatrix} + 2 \left(k_1 \tilde{\delta} + c_1 \dot{\tilde{\delta}} \right) \begin{pmatrix} 1 \\ d_1 \\ -p \\ -q \end{pmatrix} = -\mathbf{K}_F \mathbf{X}_F - \mathbf{C}_F \dot{\mathbf{X}}_F + 2 \left(k_1 \tilde{\delta} + c_1 \dot{\tilde{\delta}} \right) T_F \quad (3)$$

$$\begin{pmatrix} \tilde{P}_{z_2} \\ \tilde{P}_{z_3} \end{pmatrix} = -m_0 \begin{pmatrix} p^2 & pq \\ pq & q^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{z}_2 \\ \ddot{z}_3 \end{pmatrix} - m_0 \ddot{\tilde{\delta}} \begin{pmatrix} p \\ q \end{pmatrix} = -m_0 T_P \left(T_P^T \ddot{\mathbf{X}}_P - \ddot{\tilde{\delta}} \right) \quad (4)$$

式 (3) 和式 (4) 分别表示竖向及惯性虚拟激励, 式中各个符号的含义详见表 1。

表 1 符号含义

符号	含义
k_1	一系悬挂竖向刚度
c_1	一系悬挂竖向阻尼
m_0	轮对质量
d_1	转向架中心到轮对的纵向距离 (同一个转向架下, 前轮对为+, 后轮对为-)
$\tilde{\delta}$	竖向轨道不平顺引起的虚拟激励
\tilde{F}_s	自由度 s 引起的竖向虚拟激励 ($s=z_1, z_2, z_3, \varphi_1$)
\mathbf{K}_F	关于竖向虚拟激励的附加刚度矩阵
\mathbf{C}_F	关于竖向虚拟激励的附加阻尼矩阵
\mathbf{X}_F	关于竖向虚拟激励的位移向量
T_F	关于竖向虚拟激励的不平顺指标向量
\tilde{P}_s	自由度 s 引起的惯性虚拟激励 ($s=z_2, z_3$)
\mathbf{X}_P	关于惯性虚拟激励的位移向量
T_P	关于惯性虚拟激励的不平顺指标向量

由虚拟激励法的基本原理可知, 虚拟激励 $\tilde{\delta}$ 由竖向轨道不平顺的功率谱密度函数构造而得。不平顺引起的竖向虚拟激励功率谱 $S_{\tilde{\delta}\tilde{\delta}}(\omega)$ 为

$$S_{\tilde{\delta}\tilde{\delta}}(\omega) = \frac{S_{zz}\left(\frac{\omega}{V}\right)}{V} = \frac{S_{zz}(\Omega)}{V} \quad (5)$$

式中: V 为列车速度; Ω 为空间频率; $S_{zz}(\Omega)$ 为竖向方向的轨道不平顺功率谱^[8-9]。

由式 (1) 一式 (5) 可知, 竖向的轨道不平顺在单个轮对上引起的附加虚拟激励 $\tilde{F}_{\tilde{\delta}}(\omega)$ 为

$$\begin{aligned} \tilde{F}_{\tilde{\delta}}(\omega) &= 2k_1 \tilde{\delta} T_F + 2c_1 \dot{\tilde{\delta}} T_F + m_0 \ddot{\tilde{\delta}} T_P = \\ &= (2k_1 T_F + 2c_1 i\omega T_F - \\ &= m_0 \omega^2 T_P) e^{i\omega(\tau - \Delta t)} \sqrt{S_{\tilde{\delta}\tilde{\delta}}(\omega)} = \\ &= (2k_1 T_F + 2c_1 i\omega T_F - \\ &= m_0 \omega^2 T_P) e^{-i\omega \Delta t} \sqrt{S_{\tilde{\delta}\tilde{\delta}}(\omega)} e^{i\omega \tau} \quad (6) \end{aligned}$$

式中: Δt 为当前轮对和第 1 轮对经过同一点之间的时间差; i 为虚数单位。

不平顺产生的虚拟激励为所有轮对所受虚拟激励之和。利用全过程迭代法^[10], 对以上平衡方程进行求解, 即可计算得到车桥系统的响应功率谱, 进而计算得到响应标准差。

对于单个轮对, 由轮轨垂向密贴假定可知, 其在虚拟激励下的一系悬挂作用力 F_{wz} 为

$$F_{wz} = 2k_1 (pz_2 + qz_3 - z_1 - d_1 \varphi_1) + 2c_1 (p\dot{z}_2 + q\dot{z}_3 - \dot{z}_1 - d_1 \dot{\varphi}_1) \quad (7)$$

竖向加速度 a_w 为

$$a_w = p\ddot{z}_2 + q\ddot{z}_3 + \ddot{\delta} \quad (8)$$

因此, 轮轨接触点处的相互作用力为

$$F_{wz1} = F_{wz2} = \frac{1}{2} (m_0 a_w + F_{wz} + G) \quad (9)$$

式中: F_{wz1} 和 F_{wz2} 分别为左右两侧的竖向轮轨接触力; G 为轮对静载荷。

车桥耦合动力系统动力响应的均值与标准差均得到后, 根据高斯分布概率密度函数, 即可得到各动力响应指标的概率密度函数。

1.2 计算参数

采用 MIDAS 软件, 建立 10 跨连续布置的 32 m 简支梁桥有限元模型。分析中简支梁竖向基频考虑 3.03, 4.67, 6.20 Hz 这 3 种, 模型中基频变化通过调整混凝土弹性模量来实现。其中, 基频 3.03 Hz 对应 TB 10002—2017《铁路桥涵设计规范》中规定的基频下限^[17], 基频 4.67 Hz 为设计状态下 350 km·h⁻¹ 高速铁路 32 m 简支箱梁的竖向基频, 基频 6.20 Hz 则对应实际状态下 32 m 简支梁竖向基频通常值^[18]。简支梁计算跨径为 31.5 m, 阻尼比为 0.02。研究中对第 9 跨梁的结果进行分析。

计算列车选用 8 节编组 CR400BF 动车组, 由 4 辆动车和 4 辆拖车组成, 车辆长度为 25.65 m, 转向架中心距 17.8 m, 固定轴距 2.5 m。计算中, 考

虑了 5 种典型运行速度：350，380，400，420 和 440 km · h⁻¹。

采用 TB/T 3352—2014 《高速铁路无砟轨道不平顺谱》给出的轨道不平顺谱^[19]，其表达式为

$$S(f) = \frac{A}{f^k} \quad (10)$$

式中： $S(f)$ 为轨道不平顺谱，mm² · m⁻¹； f 为空间频率，m⁻¹； A 和 k 均为系数。

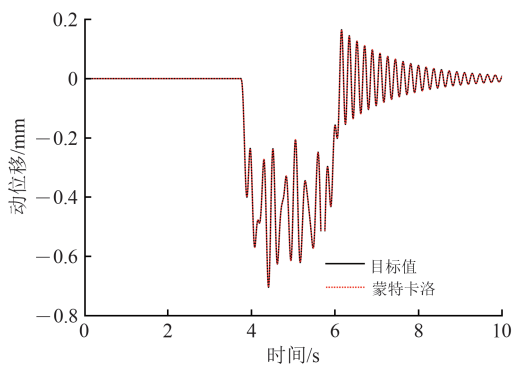
由于车桥模型为竖向模型，仅考虑高低不平顺，不同区段轨道不平顺表达式的系数详见表 2。第 1 段和第 2 段间、第 2 段和第 3 段间、第 3 段和第 4 段间分段点空间频率分别为 0.018 7，0.047 4，0.153 3 m⁻¹，同时考虑百分位数 90.0 对应的转换系数为 2.303。

表 2 不同区段轨道不平顺表达式系数

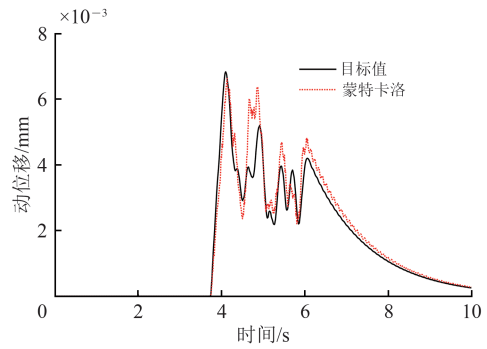
区间	A	k
第 1 段	$1.054 4 \times 10^{-5}$	3.389 1
第 2 段	$3.558 8 \times 10^{-3}$	1.921 7
第 3 段	$1.978 4 \times 10^{-2}$	1.364 3
第 4 段	$3.948 8 \times 10^{-4}$	3.451 6

1.3 模型验证

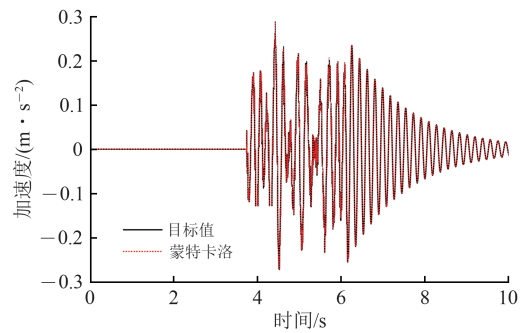
以桥梁基频 6.20 Hz、列车速度 400 km · h⁻¹ 的工况为例，将基于虚拟激励法的车桥耦合随机振动模型仿真结果作为目标值，与蒙特卡洛模拟的响应样本统计值进行对比，以验证模型的正确性。其中蒙特卡洛模拟中采用 100 条轨道不平顺的样本，并对共计 100 次的车桥响应结果进行了统计，梁体跨中竖向响应以及列车响应的对比结果分别如图 2 和图 3 所示。从图 2 和图 3 可以看出，梁体响应的蒙特卡洛模拟结果和目标值十分接近，列车响应的蒙特卡洛模拟结果也围绕在目标值周围波动。由此表明，车桥响应的蒙特卡洛模拟结果能够匹配目标值，这验证了所建车桥随机振动模型的正确性。



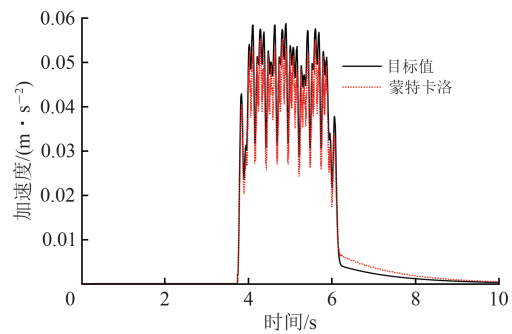
(a) 位移均值



(b) 位移标准差



(c) 加速度均值

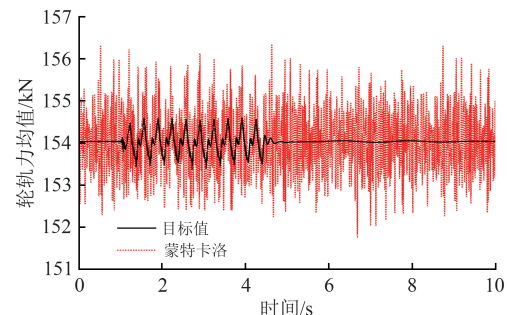


(d) 加速度标准差

图 2 梁体跨中竖向响应时程曲线

2 车桥动力响应结果

基于车桥耦合随机振动模型，对典型工况下的车桥时频响应进行研究，并分析不同桥梁基频、列车速度下的梁体动力系数、梁体跨中竖向加速度、轮重减载率以及车体加速度的分布规律。



(a) 首轮竖向轮轨力均值

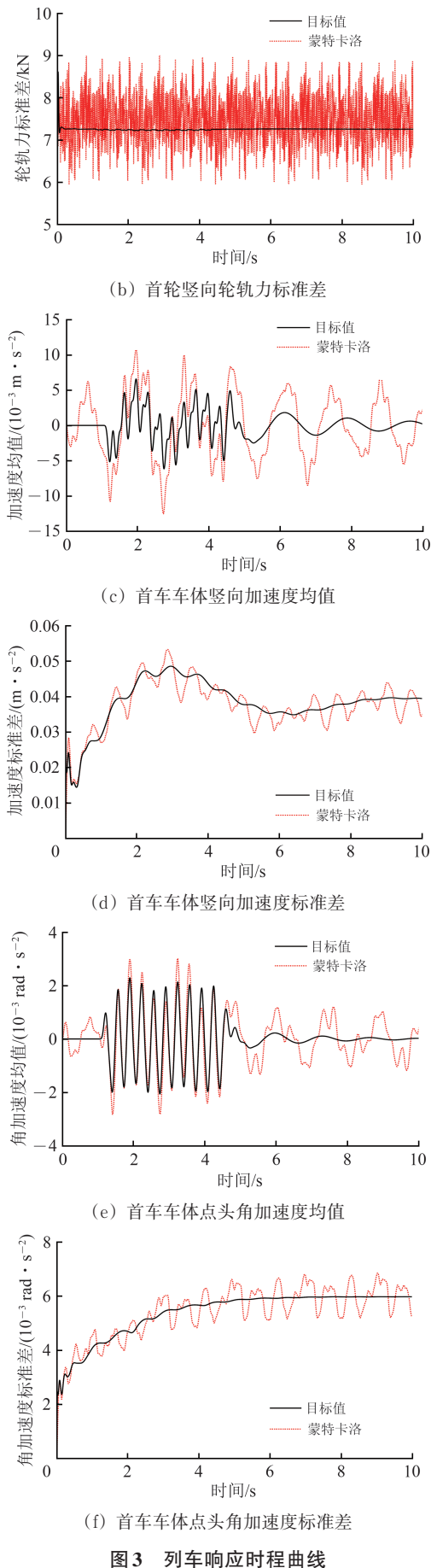
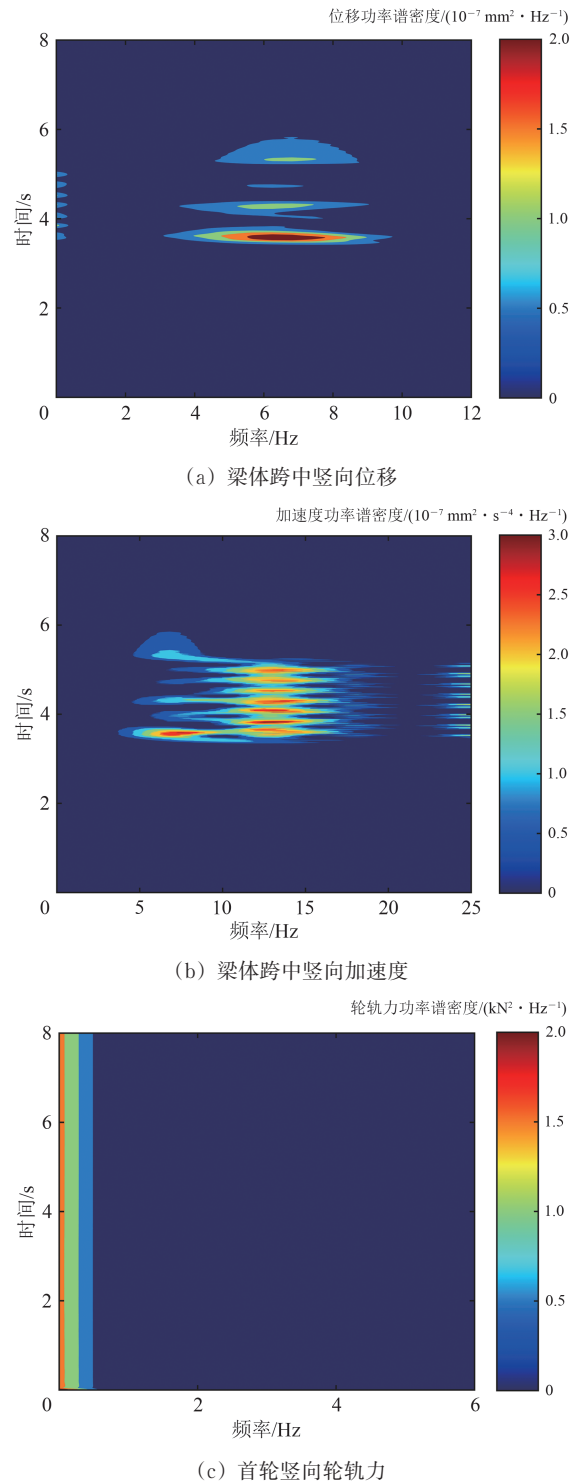


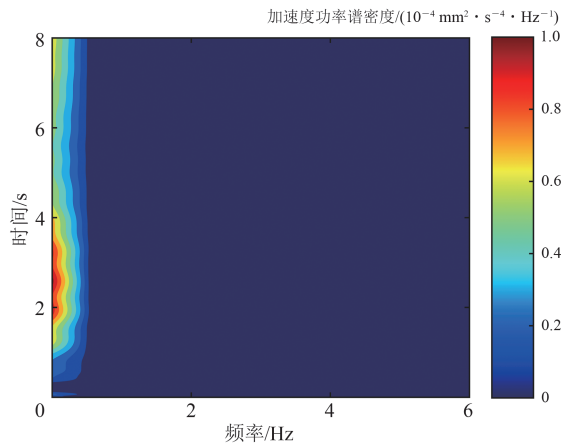
图3 列车响应时程曲线

2.1 典型工况下的车桥时频响应

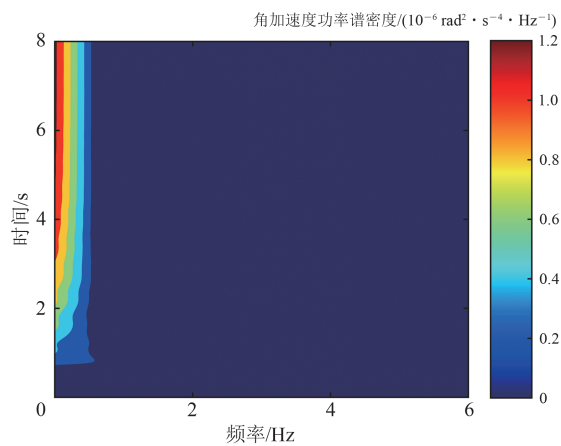
以桥梁基频 6.20 Hz 、列车速度 $400 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 的工况作为典型工况，其车桥的时频响应如图4所示。由图4可以看出，车桥各响应指标的功率谱随着时间的变化而变化，由式(2)可知车桥响应的标准差也随时间而变化，呈现典型的非平稳特征。

随着列车上桥，梁体跨中的竖向位移和竖向加速度响应功率谱逐渐增大；列车离桥后，其响应功





(d) 首车车体竖向加速度



(e) 首车车体点头角加速度

图 4 车桥动力响应时频

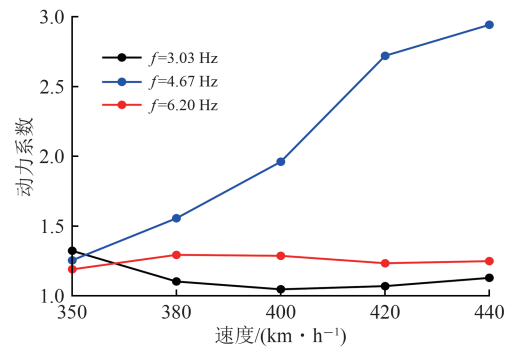
率谱又逐渐降低，这一规律体现了列车由上桥到出桥的过程中桥梁所受到的激励作用。该过程中，梁体跨中位移响应功率谱的主要成分集中于中低频，且在桥梁基频 6.20 Hz 附近达到峰值；而加速度响应功率谱的主要成分则集中在中高频。

列车的响应功率谱则主要集中于低频，处于 0.7 Hz 附近，对应列车的竖向基频。当列车刚上桥时由于受到冲击，轮轨力功率谱出现了瞬时峰值，随着列车继续行驶并经过桥梁，竖向轮轨力的功率谱降低到一个稳定值，几乎不再变化，展现出了平稳的特征，这表明桥梁的振动变形对列车轮轨力的影响不大，而车体的竖向加速度功率谱则随着时间的改变有所变化，并在第 1~3 s 内达到了较大值，这对应于首车经过这 10 跨桥梁的时间，说明列车和桥梁发生了耦合振动，增大了车体的竖向加速度。此外，列车的点头角加速度功率谱也随着列车的移动逐渐增大，并且在出桥后依然较大，这说明列车点头角加速度受桥梁振动的影响并不显著，受轨道不平顺的影响则更加明显。

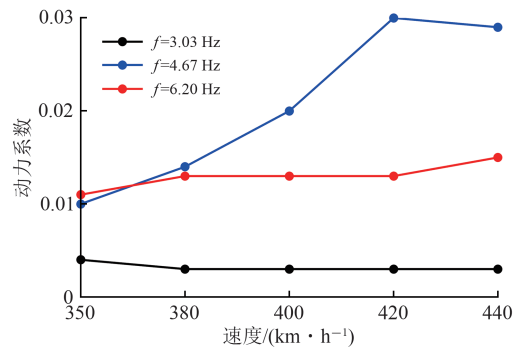
2.2 不同基频、车速下的梁体动力系数

考虑到车桥随机振动模型输出的梁体动力系数、梁体跨中竖向加速度、轮重减载率以及车体竖向加速度分别为均值时程（由确定性列车荷载引起）和标准差时程（由轨道不平顺的随机性引起），因此对这些参数的分析主要基于均值和标准差。为了展示最不利结果，讨论中均值和标准差均取各指标时程中的最大值。

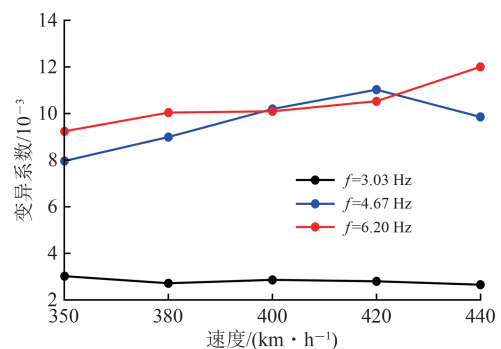
不同基频下梁体动力系数的均值、标准差和变异系数（定义为标准差和均值的比值）随车速的变化规律如图 5 所示。由图 5 可知：基频 4.67 Hz 时，梁体动力系数均值与标准差均大于基频 3.03 和 6.20 Hz 的情况，且随速度增大逐渐增大；基频 3.03 和 6.20 Hz 时梁的动力系数均值与标准差随车



(a) 均值



(b) 标准差



(c) 变异系数

图 5 不同基频梁体的动力系数指标随车速的变化

速的变化并不明显；不同基频桥梁在不同车速下的动力系数变异系数均很小，最大值为0.012。

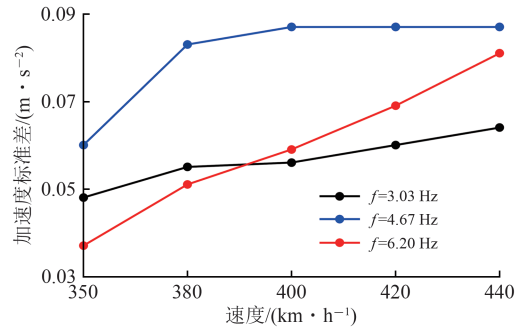
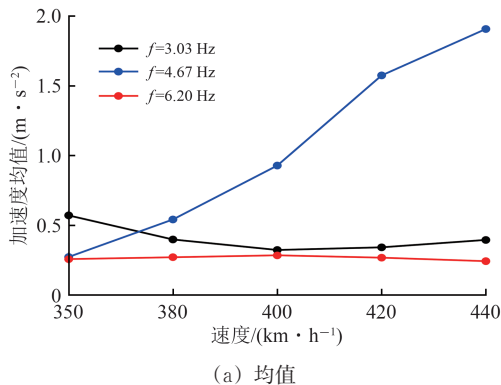
在车长为25.65 m的条件下，梁基频3.03、4.67及6.20 Hz对应的共振车速分别为280、431和573 $\text{km} \cdot \text{h}^{-1}$ ，基频为4.67 Hz的简支梁在计算速度范围内发生了车桥共振，桥梁动力响应显著增大，动力系数均值最大，且计算车速越接近共振车速，动力系数越大。在未产生共振的情况下，车速对动力系数均值的影响不大。

由此可见，车桥共振特性对梁体动力系数影响显著，轨道不平顺的随机性对动力系数的影响远小于列车确定性荷载，桥梁动力系数主要受列车轴式、轴距控制，受不平顺随机激励的影响十分有限。

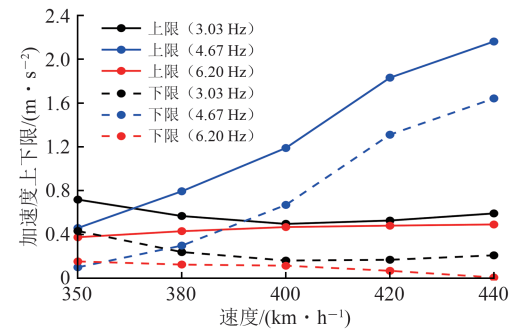
2.3 不同基频、车速下的梁体跨中竖向加速度

不同基频下梁体跨中竖向加速度的均值、标准差、上下限和变异系数随车速的变化规律如图6所示。上下限根据3倍标准差原则计算而得，即 $\mu \pm 3\sigma$ ，其中 μ 为均值， σ 为标准差，以使结果满足99.7%的保证率。

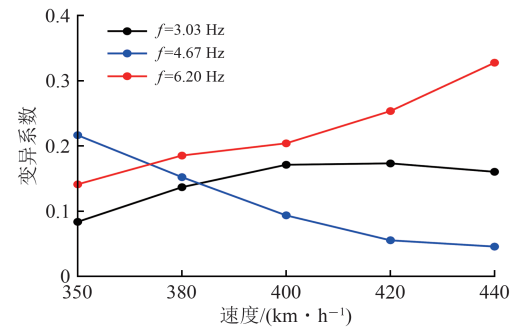
从图6可以看出：梁基频为4.67 Hz时的跨中竖向加速度的均值比3.03和6.20 Hz大，不同基频条件下梁体竖向加速度随车速的变化规律和动力系数较为相似，车桥共振特性对梁体竖向加速度影响显著；梁基频为4.67 Hz时的跨中竖向加速度标准差大于3.03和6.20 Hz，3个基频的梁跨中竖向加速度标准差都随车速的增大而增大，可见随着车速的增大梁体跨中竖向加速度离散性增强；所有工况中，桥梁跨中竖向加速度上限的最大值约为 $2.2 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ ，满足规范规定的 $5 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ 限值要求；桥梁跨中竖向加速度的变异系数介于0.05~0.33之间，显著大于动力系数的变异系数，变异性更强，可见轨道不平顺的随机性对高频成分更多的桥梁跨中竖向加速度影响更为可观。



(b) 标准差



(c) 上下限

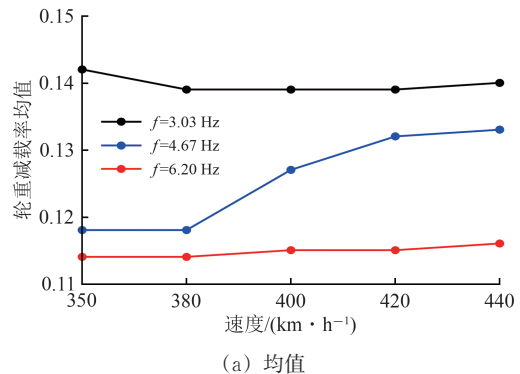


(d) 变异系数

图6 不同基频梁体的跨中竖向加速度指标随车速的变化

2.4 不同基频、车速下的轮重减载率

列车轮对的轮重减载率与行车安全性密切相关，其定义为轮重减小量与静轮重的比值，选取第1轮对的轮重减载率进行分析。不同基频下轮重减载率的均值、标准差、上限和变异系数随车速的变化规律如图7所示。



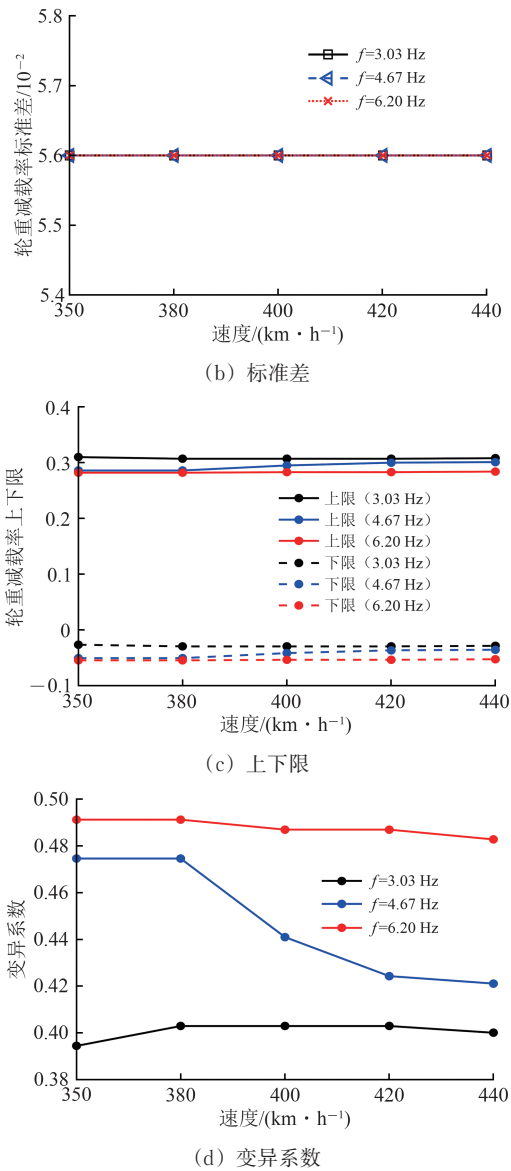


图 7 不同基频梁体下的轮重减载率指标随车速的变化

从图 7 可以看出：随着桥梁竖向基频的增大，轮重减载率的均值与上限逐渐降低，可见桥梁竖向刚度的增大会提高行车平稳性；当未产生共振时，随着车速的增大轮重减载率均值的变化非常小，可见未共振时车速对轮重减载率均值的影响并不显著；3 种基频下的列车轮重减载率标准差基本一致，且随速度变化不明显，为 0.056，可见桥梁刚度与列车运行速度对列车轮重减载率标准差的影响十分有限；轮重减载率上限的最大值约为 0.31，出现在基频为 3.03 Hz 时，小于限值 0.8，能够满足行车安全性要求；轮重减载率的下限值为负值，反映出存在增载，而增载并不控制行车安全性；轮重减载率的变异系数介于 0.39~0.50 之间，变异性较强，可见轨道不平顺的随机性对行车安全性指标的影响显著。

2.5 不同基频、车速下的车体加速度

不同基频下的车体竖向和点头角加速度的均值、标准差和上下限随车速的变化规律如图 8 和图 9 所示。由图 8 和图 9 可以看出：车体竖向和点头角加速度的均值与列车速度相关性不大，但随着桥梁基频的增大车体加速度均值逐渐减小，可见相对于列车速度，梁体竖向刚度对车体竖向和点头角加速度影响更大，梁体刚度增大，其振动变形减小，从而降低对列车振动的影响；车体竖向与点头角加速度的标准差随桥梁基频的变化不显著；随着列车速度的增大，车体竖向加速度的标准差逐渐减小，车体点头角加速度的标准差先增大后减小；车体竖向和点头角加速度的下限绝对值均小于上限，可见行车舒适度由上限控制；车体竖向加速度上限的最大值约 $0.23 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ ，小于舒适度优秀的限值 $1 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ ，

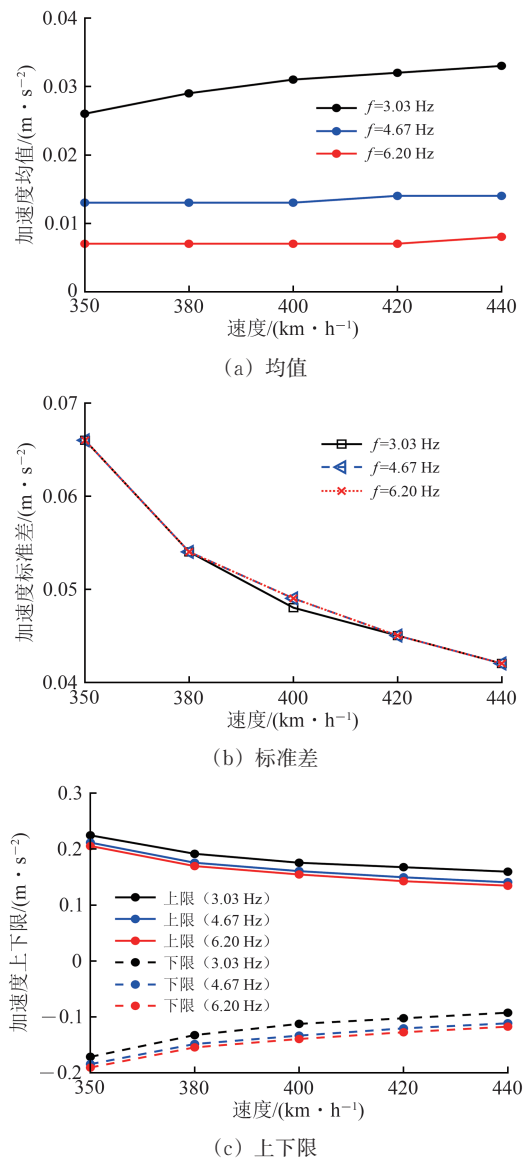


图 8 不同基频梁体下的车体竖向加速度指标随车速的变化

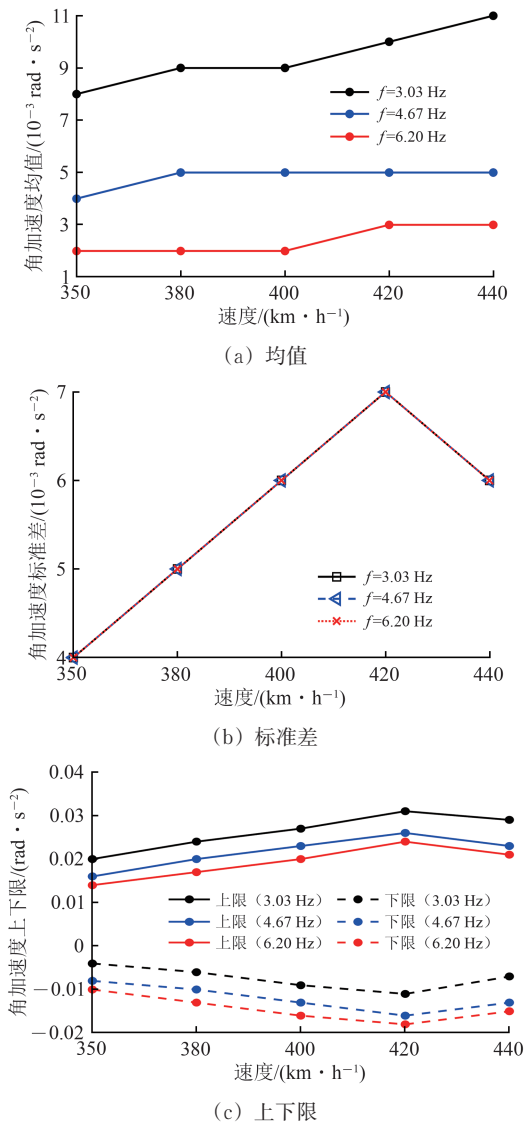


图9 不同基频梁体下的车体点头角加速度指标随车速的变化

车体点头角加速度的上限则约 $0.032 \text{ rad} \cdot \text{s}^{-2}$, 满足行车舒适性要求。

3 结论

(1) 基于虚拟激励法建立了车桥耦合随机振动模型, 采用全过程迭代法对其进行了求解, 并与蒙特卡洛模拟的结果进行对比, 验证了模型的合理性。

(2) 车桥各响应指标的功率谱与标准差随着时间的变化而变化, 车桥响应呈现典型的非平稳特征。桥梁动力响应中桥梁基频对应响应占主要成分, 列车的响应功率谱则主要集中于列车竖向基频, 对桥梁频率不敏感。桥梁的振动变形对列车轮轨力与车体点头加速度的影响不大, 对车体竖向加速度影响显著。

(3) 车桥共振特性对梁体动力系数影响显著, 轨道不平顺的随机性对动力系数的影响远小于列车确定性荷载, 桥梁动力系数主要受列车轴式、轴距控制, 受不平顺随机激励的影响十分有限。

(4) 随着车速的增大梁体跨中竖向振动加速度离散性增强, 桥梁跨中竖向振动加速度的变异系数介于 $0.05 \sim 0.33$ 之间, 显著大于动力系数的变异系数, 轨道不平顺的随机性对高频成分更多的桥梁竖向振动加速度影响更为可观。

(5) 车桥共振条件下轮重减载率随速度增大显著增大。桥梁刚度与列车运行速度对列车轮重减载率标准差的影响较小, 轮重减载率的变异系数介于 $0.39 \sim 0.50$ 之间, 轨道不平顺的随机性对行车安全性指标的影响显著。

(6) 相对于列车速度, 梁体竖向刚度对车体振动加速度影响更大, 车体振动加速度对桥梁共振响应不敏感。车体竖向、点头角加速度的标准差受桥梁刚度的影响较小, 但受行车速度的影响更为显著。

参 考 文 献

- [1] 徐宁, 任尊松, 李响. 结合相角重构法的轨道不平顺随机过程的数值模拟[J]. 铁道学报, 2016, 38(11): 95-101. (XU Ning, REN Zunsong, LI Xiang. Numerical Simulation of Random Process of Track Irregularities with Phase Angle Reconstruction Method [J]. Journal of the China Railway Society, 2016, 38 (11): 95-101. in Chinese)
- [2] 刘寅华, 李芾, 黄运华. 轨道不平顺数值模拟方法[J]. 交通运输工程学报, 2006, 6(1): 29-33. (LIU Yinhu, LI Fei, HUANG Yunhua. Numerical Simulation Methods of Railway Track Irregularities [J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2006, 6 (1): 29-33. in Chinese)
- [3] 陈果, 翟婉明. 铁路轨道不平顺随机过程的数值模拟[J]. 西南交通大学学报, 1999, 34(2): 138-142. (CHEN Guo, ZHAI Wanming. Numerical Simulation of the Stochastic Process of Railway Track Irregularities [J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 1999, 34 (2): 138-142. in Chinese)
- [4] WU S Q, LAW S S. Dynamic Analysis of Bridge with Non-Gaussian Uncertainties under a Moving Vehicle [J]. Probabilistic Engineering Mechanics, 2011, 26 (2): 281-293.

- [5] LOMBAERT G, CONTE J P. Random Vibration Analysis of Dynamic Vehicle-Bridge Interaction due to Road Unevenness [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2012, 138 (7): 816-825.
- [6] ZHANG Y W, ZHAO Y, ZHANG Y H, et al. Riding Comfort Optimization of Railway Trains Based on Pseudo-Excitation Method and Symplectic Method [J]. *Journal of Sound and Vibration*, 2013, 332 (21): 5255-5270.
- [7] 余志武, 谈遂, 毛建锋. 基于车桥耦合随机振动的桥梁动力安全性分析[J]. *铁道工程学报*, 2016, 33(9): 55-61, 112. (YU Zhiwu, TAN Sui, MAO Jianfeng. Safety Analysis of the Bridge Dynamic Performance Based on Train-Bridge Coupling Random Vibration [J]. *Journal of Railway Engineering Society*, 2016, 33 (9): 55-61, 112. in Chinese)
- [8] LI X Z, ZHU Y, JIN Z B. Nonstationary Random Vibration Performance of Train-Bridge Coupling System with Vertical Track Irregularity [J]. *Shock and Vibration*, 2016, 2016 (1): 1450895.
- [9] ZHU Y, LI X Z, JIN Z B. Three-Dimensional Random Vibrations of a High-Speed-Train-Bridge Time-Varying System with Track Irregularities [J]. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 2016, 230 (8): 1851-1876.
- [10] 张楠, 夏禾. 基于全过程迭代的的车桥耦合动力系统分析方法[J]. *中国铁道科学*, 2013, 34(5): 32-38. (ZHANG Nan, XIA He. A Vehicle-Bridge Interaction Dynamic System Analysis Method Based on Inter-System Iteration [J]. *China Railway Science*, 2013, 34 (5): 32-38. in Chinese)
- [11] 陈星宇, 徐昕宇, 周川江, 等. 时速400 km及以上高速铁路24~64 m简支梁竖向频率限值[J]. *中国铁道科学*, 2021, 42(3): 63-69. (CHEN Xingyu, XU Xinyu, ZHOU Chuanjiang, et al. Vertical Frequency Limits of Simply Supported Beams with Spans of 24 - 64 m for High-Speed Railway with Speed of 400 km · h⁻¹ and Above [J]. *China Railway Science*, 2021, 42 (3): 63-69. in Chinese)
- [12] 李小珍, 邱晓为, 刘德军, 等. 时速400 km/h铁路常用跨度预应力混凝土简支梁竖向基频限值研究[J]. *工程力学*, 2018, 35(5): 204-213. (LI Xiaozhen, QIU Xiaowei, LIU Dejun, et al. Research on the Basic Frequency Limits of Railway Common Span Prestressed Concrete Simply Supported Beam with 400 km/h [J]. *Engineering Mechanics*, 2018, 35 (5): 204-213. in Chinese)
- [13] 李克冰, 王丽, 班新林, 等. ZK荷载图式对时速400公里高速铁路适应性研究[J]. *铁道工程学报*, 2023, 40(7): 33-39. (LI Keping, WANG Li, BAN Xinlin, et al. Research on the Adaptability of ZK Load Schema to High-Speed Railway with the Velocity of 400 km/h [J]. *Journal of Railway Engineering Society*, 2023, 40 (7): 33-39. in Chinese)
- [14] 班新林, 苏永华, 张楠, 等. 新建时速400 km高速铁路32 m简支梁设计参数研究[J]. *铁道建筑*, 2018, 58(6): 5-7, 12. (BAN Xinlin, SU Yonghua, ZHANG Nan, et al. Design Parameters Research on 32 m Simple-Supported Girder of Newly Built High-Speed Railway with Speed of 400 km/h [J]. *Railway Engineering*, 2018, 58 (6): 5-7, 12. in Chinese)
- [15] 杨光, 刘丰收, 张银花, 等. 400 km · h⁻¹速度条件下高速铁路钢轨适应性研究[J]. *中国铁道科学*, 2025, 46(4): 1-11. (YANG Guang, LIU Fengshou, ZHANG Yinhua, et al. Research on Adaptability of High-Speed Railway Rails under 400 km · h⁻¹ Conditions [J]. *China Railway Science*, 2025, 46 (4): 1-11. in Chinese)
- [16] ZHANG N, XIA H. Dynamic Analysis of Coupled Vehicle-Bridge System Based on Inter-System Iteration Method [J]. *Computers & Structures*, 2013, 114-115: 26-34.
- [17] 国家铁路局. TB 10002—2017 铁路桥涵设计规范[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2017. (National Railway Administration of the People's Republic of China. TB 10002—2017 Code for Design on Railway Bridge and Culvert [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2017. in Chinese)
- [18] 中国铁路总公司. TG/GW 209—2014 高速铁路桥梁运营性能检定规定(试行)[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2014. (China Railway Corporation. TG/GW 209—2014 High-Speed Railway Bridge Operation Performance Verification Regulations (Trial) [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2014. in Chinese)
- [19] 国家铁路局. TB/T 3352—2014 高速铁路无砟轨道不平顺谱[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2015. (National Railway Administration of the People's Republic of China. TB/T 3352—2014 PSD of Ballastless Track Irregularities of High-Speed Railway [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2015. in Chinese)

Study on Random Characteristics of Vehicle-Bridge Dynamic Response for $400 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ High-Speed Railway

CAI Chaoxun¹, LI Keping^{2,3}, ZHAO Jianye^{2,3}

(1. Department of Scientific Research and Development, China Academy of Railway Sciences Corporation Limited, Beijing 100081, China;

2. Railway Engineering Research Institute, China Academy of Railway Sciences Corporation Limited, Beijing 100081, China;

3. State Key Laboratory of High-Speed Railway Track System, China Academy of Railway Sciences Corporation Limited. Beijing 100081, China)

Abstract: Given the significant randomness of vehicle-bridge dynamic response for higher-speed railways, this study aims to explore the characteristics and probability distribution of dynamic response of a $400 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ train passing through a bridge. A vehicle-bridge coupled random vibration model is established based on the pseudo-excitation method and the whole-process iteration method, and its validity is confirmed through comparison with the simulation results of Monte Carlo method. Based on this model, the time-frequency distribution laws of safety and stability indices of the train running at $400 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ are analyzed, and the random characteristics of vehicle-bridge dynamic response under higher speeds on simply-supported beams with different fundamental frequencies are studied. The results show that the statistical values of vehicle-bridge response vary with time, showing typical non-stationary characteristics. The dynamic coefficient of the bridge is mainly controlled by the arrangement of train axle and the wheelbase, and is only slightly affected by the random excitation of track irregularity. Under resonance conditions of simply supported beam, the wheel load reduction rate increases significantly with the increase of speed, and the carbody vibration acceleration is insensitive to the resonance response of the simply supported beam. The fundamental frequency of the simply-supported beam has minor effect on the wheel load reduction rate and carbody vibration acceleration, whereas the randomness of the track irregularities has a significant effect on the vertical vibration acceleration and the wheel load reduction rate of the bridge.

Key words: Pseudo-excitation method; High-speed railway; Vehicle-bridge dynamic response; Track irregularity; Random vibration

(责任编辑 王蕴嘉)