

大跨度斜拉桥车桥耦合振动分析

周 澳¹, 陈 宁^{1*}, 杨靖愉²

¹湖南科技大学土木工程学院, 湖南 湘潭

²广东省广晟大宝山铜业股份有限公司, 广东 韶关

收稿日期: 2026年9月27日; 录用日期: 2026年10月19日; 发布日期: 2026年10月29日

摘 要

随着大跨度斜拉桥的广泛应用, 车辆荷载作用下桥梁的动力响应问题日益受到重视。为研究车速和路面不平度对大跨斜拉桥车桥耦合振动响应及冲击系数的影响规律, 本文以某双塔双索面半漂浮体系斜拉桥为工程背景, 采用ANSYS软件建立全桥三维有限元模型, 基于车-桥系统力与位移协调条件, 建立13自由度两轴四轮厢式货车模型, 通过Newmark- β 法进行时域迭代求解, 开展了不同车速(30~90 km/h)和不同路面等级(A级~E级)工况下的车桥耦合振动分析。结果表明: 桥梁跨中节点竖向位移和竖向加速度随车速增加呈“先增后减再增大”的复杂变化规律, 车速90 km/h时冲击系数达最大值0.1672, 较规范值高出234.4%, 共振效应显著; 随路面等级劣化(A级→E级), 跨中最大竖向位移由7.563 mm增至26.553 mm, 增幅达3.51倍, 冲击系数由0.0295增至2.6146, 呈非线性增长趋势。研究揭示了大跨斜拉桥在车辆荷载作用下的动力响应特征及冲击系数的关键影响因素, 可为同类桥梁的动力设计及运营维护提供参考。

关键词

大跨度斜拉桥, ANSYS, 车桥耦合振动, 冲击系数, 路面不平度

Vehicle-Bridge Coupling Vibration Analysis of a Long-Span Cable-Stayed Bridge

Ao Zhou¹, Ning Chen^{1*}, Jingyu Yang²

¹School of Civil Engineering, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan Hunan

²Guangdong Guangsheng Dabaoshan Copper Industry Co., Ltd., Shaoguan Guangdong

Received: September 27, 2026; accepted: October 19, 2026; published: October 29, 2026

*通讯作者。

文章引用: 周澳, 陈宁, 杨靖愉. 大跨度斜拉桥车桥耦合振动分析[J]. 土木工程, 2026, 15(10): 153-166.
DOI: 10.12677/hjce.2026.1510247

Abstract

With the widespread application of long-span cable-stayed bridges, their dynamic response under vehicle loads has attracted increasing attention. To investigate the effects of vehicle speed and road surface roughness on the vehicle-bridge coupling vibration response and impact coefficient, a double-tower double-cable-plane semi-floating cable-stayed bridge is taken as the engineering background. A 3D finite element model is established using ANSYS, and a 13-DOF two-axle four-wheel van model is developed based on force-displacement coordination conditions. The Newmark- β method is used for time-domain solution under various speeds (30~90 km/h) and road grades (Class A to Class E). Results show that the vertical displacement and acceleration at mid-span exhibit a “first increasing, then decreasing, and then increasing again” trend with increasing speed. At 90 km/h, the impact coefficient reaches its maximum of 0.1672, which is 234.4% higher than the code value, indicating a significant resonance effect. As the road grade deteriorates (Class A to Class E), the maximum displacement increases from 7.563 mm to 26.553 mm (3.51 times), and the impact coefficient increases from 0.0295 to 2.6146 non-linearly. This study reveals the dynamic response characteristics and key influencing factors of the impact coefficient for long-span cable-stayed bridges under vehicle loads, providing a reference for the dynamic design and operation maintenance of similar bridges.

Keywords

Long-Span Cable-Stayed Bridge, ANSYS, Vehicle-Bridge Coupling Vibration, Impact Coefficient, Road Surface Roughness

Copyright © 2026 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

随着桥梁工程技术的不断进步,斜拉桥在跨度、设计理论和施工技术等方面取得了显著进展,截至2024年,中国公路桥梁的总数已超过100万座[1],大跨度斜拉桥因其卓越的跨越能力和优美的结构造型,在公路交通基础设施中得到日益广泛的应用。然而,随着桥梁跨度的不断增大,结构柔度显著增加,车辆荷载作用下的动力响应问题愈发突出。车辆在桥上行驶时,车辆与桥梁之间形成复杂的耦合振动系统,这种动力相互作用不仅影响桥梁结构的安全性与疲劳寿命,还直接关系到桥上行车舒适性与安全性。因此,深入开展大跨斜拉桥车桥耦合振动研究具有重要的理论意义和工程应用价值。

车桥耦合振动是指车辆与桥梁在动力相互作用下产生的耦合振动现象,其本质是车辆移动荷载与桥梁结构动力特性之间的时变耦合问题。当车辆以一定速度驶过桥梁时,车辆与桥梁之间形成相互作用的时变力系,这种力系既引起桥梁的强迫振动,又反过来影响车辆自身的行驶平稳性。目前,国内外学者在车桥耦合振动领域已取得丰富的研究成果,研究内容涵盖车辆动力学模型的精细化构建、时域与频域数值求解方法的改进、路面不平度激励的准确模拟以及冲击系数的计算与评估等方面[2]。针对斜拉桥这一桥型,已有研究系统分析了行车速度、路面等级、车辆参数等因素对桥梁动力响应及冲击系数的影响规律。尤其是车速与路面不平度的组合影响,近年来已有不少学者进行了较为深入的探讨[3],为理解多因素耦合作用下大跨斜拉桥的振动特性提供了重要基础。

基于上述研究现状, 本文以某双塔双索面半漂浮体系斜拉桥为工程背景, 采用 ANSYS 建立全桥三维有限元模型, 结合 13 自由度两轴四轮厢式货车模型, 基于车-桥系统力与位移协调条件, 建立车桥耦合振动分析模型。通过 Newmark- β 法进行时域数值求解[4] [5], 系统研究不同车速(30 km/h, 45 km/h, 60 km/h, 75 km/h, 90 km/h)和不同路面等级(A 级~E 级)对桥梁跨中竖向位移、竖向加速度及冲击系数的影响规律, 揭示车速与路面不平度对桥梁动力响应的影响机理, 以为同类桥梁的运营维护评估提供理论依据。

2. 车-桥耦合动力系统的建立

2.1. 车辆模型建立及验证

研究中选用 13 自由度两轴四轮厢式货车作为车辆分析模型, 其主要动力参数见表 1。该模型的自由度划分如下: 车体包含竖向位移 Z_v 、横向位移 Y_v 、侧倾位移 ϕ_v 、横摆位移 θ_v 和俯仰位移 θ_v , 共 5 个自由度; 每个车轮考虑竖向位移 Z_{si} 和横向位移 Y_{si} , 4 个车轮合计 8 个自由度。考虑到车体与车轴自身刚度明显大于悬架系统刚度, 建模时将车体和车轴视为刚体, 刚体之间通过悬架及轮胎的弹性元件和阻尼元件连接[6]-[8]。由此, 车辆振动系统可离散为若干质量块、弹簧和阻尼器组合而成的多刚体系统, 车辆模型示意图如图 1 所示。车辆在桥面行驶时, 各刚体沿行车方向的纵向振动对桥梁竖向和横向动力响应影响很小, 因此建模中忽略所有刚体沿车辆行进方向的运动自由度。

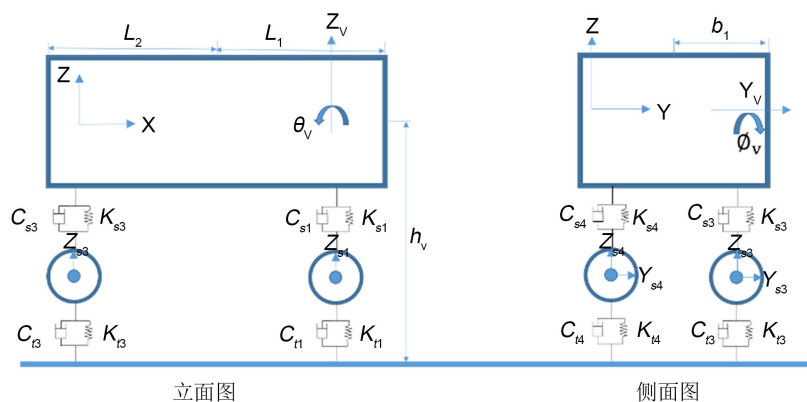


Figure 1. Schematic diagram of the two-axle four-wheel vehicle dynamic model
图 1. 两轴四轮车辆动力模型示意图

为建立车辆动力学振动微分方程, 作如下基本假定[9] [10]:

- 1) 不计各刚体沿行车方向的纵向惯性效应;
- 2) 轮-桥界面保持连续接触, 不出现脱空;
- 3) 车体及轮轴相对质心呈左右、前后对称;
- 4) 悬架与轮胎的刚度、阻尼关系均简化为线性;
- 5) 各部件仅在静平衡位置附近作微幅振动;
- 6) 车体、车轴和轮胎自身弹性所激发的较高频振动不予考虑。

在 ANSYS 有限元软件中构建该车辆模型时, 车体与各车轴的质量由 MASS 21 质量单元赋予; 悬挂系统采用 COMBINE 14 弹簧-阻尼单元进行模拟。为了实现车轮与桥面的相互作用, 引入接触对方法: 将 TARGE 169 单元作为桥面目标面, CONTA 175 单元作为车轮的接触面。此外, 轮胎与悬架之间的连接同样通过 MASS 21 单元来实现。

Table 1. Main dynamic parameters of the two-axle four-wheel box-type truck model
表 1. 两轴四轮厢式货车模型主要动力参数

参数	厢式货车	单位
车体质量(M_{v1})	4500	kg
俯仰运动(θ_v)惯性矩(J_{yv1})	34103.1	$\text{kg}\cdot\text{m}^2$
侧倾运动(φ_v)惯性矩(J_{xv})	2950.5	$\text{kg}\cdot\text{m}^2$
前轴/后轴质量(M_{si})	800/700	kg
前轴/后轴悬挂竖向刚度(K_{uei})	200/225	kN/m
前轴/后轴轮胎竖向刚度(K_{ti})	363/422	kN/m
前轴/后轴悬挂竖向阻尼系数(C_{uci})	3.85/2.72	$\text{kN}\cdot\text{s}/\text{m}$
前轴/后轴轮胎竖向阻尼系数(C_{tzi})	3.0/3.0	$\text{kN}\cdot\text{s}/\text{m}$
车体重心高度(h_{v1})	1.4	m
车体重心至前轴/后轴水平距离($L1/L2$)	2.6/3.0	m

为检验上述所建车辆模型与耦合求解程序的可靠性,选取文献[11]中的一跨 30 m 简支梁算例进行验证。让车辆以 27.78 m/s 的速度在该桥面上匀速行驶,提取桥梁跨中动力响应。将本文算得的数值结果与陈宁[11]的研究数据进行比对,结果显示两者吻合较好,从而证实了本文建模方法的有效性。

2.2. 桥梁有限元模型建立

在 ANSYS 软件中,依据实际施工图纸构建该桥梁的三维空间有限元模型,建模过程涵盖了几何模型定义、材料属性赋值、单元类型选取、节点与单元生成、边界条件施加以及荷载步设置等环节。各主要构件的材料参数汇总于表 2。

Table 2. Material and element parameters of main bridge components
表 2. 主桥各构件材料及单元参数

构建类型	单元类型	材料名称	弹性模量(Pa)	密度	泊松比
桥塔	BEAM 4	C60 混凝土	3.6E+10	2500	0.167
拉索	BEAM 4	C60 混凝土	3.6E+10	2500	0.167
混凝土主梁	BEAM 4	C60 混凝土	3.6E+10	2500	0.167
钢主梁	BEAM 4	钢主梁材料	2.06E+11	10058.2	0.3
刚臂	BEAM 4	刚臂材料	2.06E+13	/	0.3
中间联系横梁	BEAM 4	钢主梁材料	2.06E+11	10058.2	0.3
附加质量	MASS 21	/	/	/	/

针对不同构件的受力特性,选取相应的单元类型进行离散化。主梁作为全桥的核心承重与传力构件,选用 BEAM 4 空间梁单元进行模拟,该单元能够有效反映弯矩、剪力及轴力的共同作用,主塔与桥墩分别承担主要支撑和辅助支撑功能,其刚度特性对整体桥梁的动力响应影响显著,同样采用 BEAM 4 单元进行模拟。斜拉索的主要功能是通过张力将桥塔与主梁连接,从而维持结构的整体稳定性。在模拟斜拉索时,重点考虑了其初始预应力、材料属性以及几何非线性效应,该桥坐标系统定义如下: X 轴对应纵桥向, Y 轴对应竖向, Z 轴对应侧向。全桥空间有限元模型如图 2 所示。

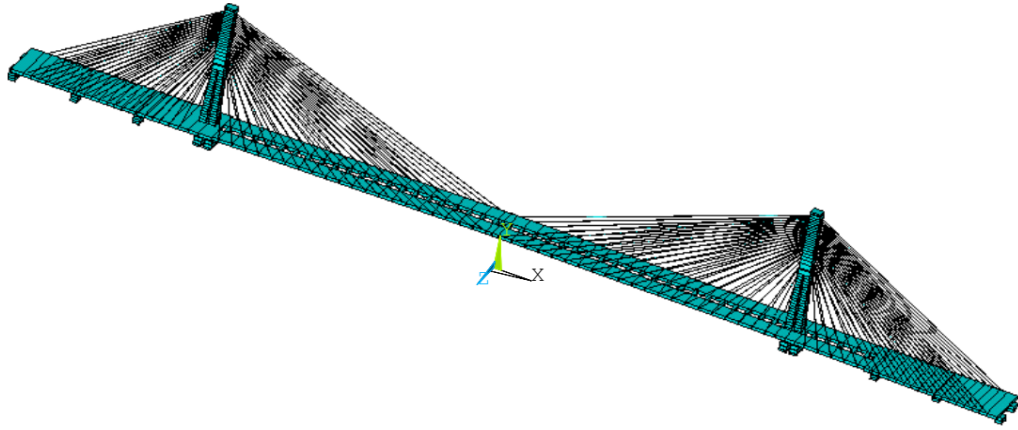


Figure 2. Finite element analysis model of the full cable-stayed bridge
图 2. 斜拉桥全桥有限元分析模型

2.3. 车桥耦合振动理论

车轮和桥面的接触点位置，车轮与桥面所受荷载是一组大小相等，方向相反的相互作用力，由此分别建立动力学方程如下，联立求得车桥耦合振动方程。

$$\mathbf{M}_v \ddot{\mathbf{Z}}_v + \mathbf{C}_v \dot{\mathbf{Z}}_v + \mathbf{K}_v \mathbf{Z}_v = \mathbf{F}_{vb} + \mathbf{F}_{vg} \quad (1)$$

$$\mathbf{M}_b \ddot{\mathbf{Z}}_b + \mathbf{C}_b \dot{\mathbf{Z}}_b + \mathbf{K}_b \mathbf{Z}_b = \mathbf{F}_{bv} \quad (2)$$

式中： $\mathbf{M}_v$ 、 $\mathbf{M}_b$ 、 $\mathbf{C}_v$ 、 $\mathbf{C}_b$ 、 $\mathbf{K}_v$ 、 $\mathbf{K}_b$ 分别表示为车辆与桥梁的质量、阻尼、刚度矩阵， $\ddot{\mathbf{Z}}_v$ 、 $\ddot{\mathbf{Z}}_b$ 、 $\dot{\mathbf{Z}}_v$ 、 $\dot{\mathbf{Z}}_b$ 、 $\mathbf{Z}_v$ 、 $\mathbf{Z}_b$ 分别表示车辆与桥梁的加速度、速度和位移矩阵； $\mathbf{F}_{vb}$ 和 $\mathbf{F}_{bv}$ 表示为车辆和桥梁的相互作用力， $\mathbf{F}_{vg}$ 表示车辆所受的重力荷载矩阵。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_b & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_v \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{Z}}_b \\ \ddot{\mathbf{Z}}_v \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_b + \mathbf{C}_{b-b} & \mathbf{C}_{b-v} \\ \mathbf{C}_{v-b} & \mathbf{C}_v \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{Z}}_b \\ \dot{\mathbf{Z}}_v \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_b + \mathbf{K}_{b-b} & \mathbf{K}_{b-v} \\ \mathbf{K}_{v-b} & \mathbf{K}_v \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{Z}_b \\ \mathbf{Z}_v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}_{b-r} \\ \mathbf{F}_{v-r} + \mathbf{F}_{vg} \end{bmatrix} \quad (3)$$

式中： $\mathbf{C}_{b-b}$ 、 $\mathbf{C}_{b-v}$ 、 $\mathbf{C}_{v-b}$ 、 $\mathbf{K}_{b-b}$ 、 $\mathbf{K}_{b-v}$ 、 $\mathbf{K}_{v-b}$ 、 $\mathbf{F}_{b-r}$ 、 $\mathbf{F}_{v-r}$ 为与时间变量相关的附加项。

2.4. 车桥耦合振动数值分析方法

大跨桥梁在车辆移动荷载作用下的动力学问题，本质上属于时变系统相互作用的求解范畴。目前，处理该类车-桥耦合问题的算法体系较为丰富，如多体动力学方法、随机振动理论、神经网络预测以及模态叠加技术等[12]。由于各类方法在计算精度、适用条件与效率上存在差异，本研究综合考虑模型规模与计算成本，选择在 ANSYS 环境中基于 Newmark- β 法开展时域内的逐步求解。作为结构动力学领域中一种经典的隐式逐步积分格式，该方法的核心思想在于将连续的时间域离散为有限个时间步，在每一个步长区间内，该方法通过引入控制参数，对加速度、速度与位移的演化关系进行线性假定，借助加权平均的手段逼近下一时刻的状态变量，从而将原本的二阶动力学微分方程组降阶并转化为可通过计算机求解的代数迭代格式，这种基于前一时刻(或当前时刻)响应推算后续时刻响应的递推机制，能够高效地获取结构动力响应在整个时间历程上的数值近似解，在本文的具体实施环节，采用“分离建模、界面耦合”的思路，将车辆与桥梁分别视为独立的子系统进行有限元离散，二者之间的力学关联则通过轮-桥接触界面的位移协调条件与相互作用力来实现数据传递，在每一个时间步的求解过程中，调用 ANSYS 内置的 Newton-Raphson 迭代算法处理耦合界面的非线性接触问题，通过反复迭代直至残差收敛，最终实现对车-桥耦合系统时域动力响应的数值求解。

3. 工程实例与评价标准

3.1. 工程实例

本文选取一座双塔混合梁斜拉桥作为本文的动力分析对象，跨径为 $70 + 70 + 70 + 658 + 100 + 70 + 70$ m，全长 1108 m，东、西边跨各设置 2 个辅助墩和 1 个过渡墩。桥梁总体布置图如图 3 所示。主跨采用重量轻、便于悬臂拼装施工的钢箱梁，西侧边跨及东侧大堤外边跨采用重量大、便于支架法施工的混凝土箱梁，主桥的立面布置情况如图 3 所示。

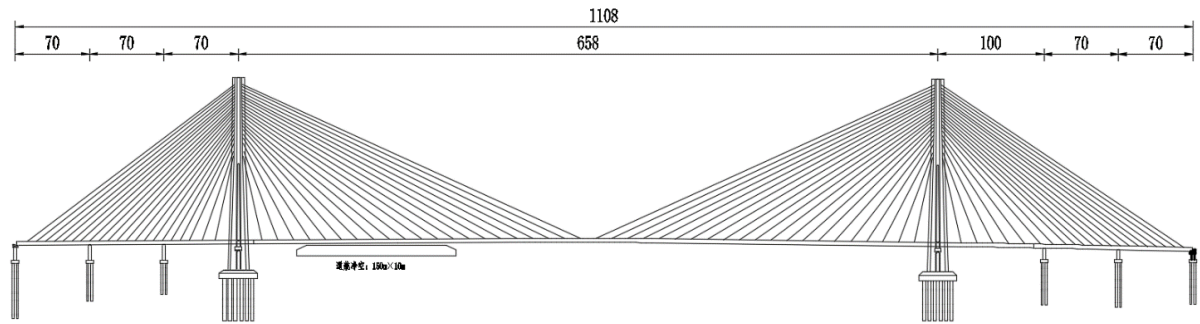


Figure 3. Elevation layout of the main bridge structure
图 3. 主桥结构立面布置图

在有限元前处理阶段，利用 ANSYS 软件构建了该桥的三维空间模型。模型坐标系的设定规则为：纵桥向取为 X 轴，竖向为 Y 轴，横桥向对应 Z 轴。针对不同构件的力学特性，离散化策略如下：主梁与索塔选用 BEAM 4 梁单元进行模拟，斜拉索则采用 LINK 10 杆单元来模拟其索力特性，桥面二期恒载等附加质量通过 MASS 21 质量单元施加于相应节点，为获取结构的动力特性，对成桥状态开展了模态分析，计算得到的前 10 阶自振频率及相应的振型特征汇总于表 3。

Table 3. Dynamic characteristic parameters of the completed bridge state structure
表 3. 成桥状态结构动力特性参数

振型阶数	频率(Hz)	振型描述
1	0.160	主梁纵向
2	0.241	主梁一阶横弯
3	0.307	桥塔横弯
4	0.327	桥塔横弯
5	0.338	主梁一阶竖弯
6	0.585	主梁二阶竖弯
7	0.662	主梁一阶扭转
8	0.722	主梁二阶横弯
9	0.821	主梁三阶竖弯
10	0.980	主梁四阶竖弯

3.2. 路面不平整度模型

研究证明，路面不平整度可近似视为平稳高斯随机过程，通常采用功率谱密度函数描述其统计特性。忽略路面横向相关性后，沿桥梁纵向的路面不平整度可简化为一维随机场模型。

不同路面等级对应的位移功率谱密度可表示如下[13]:

$$G_d(n) = G_d(n_0) \left(\frac{n}{n_0} \right)^{-2} \quad (4)$$

式中, n 为空间频率(cycle/m), 为波长 λ 的倒数; $n_0 = 0.1$ cycle/m 为参考空间频率; $G_d(n_0)$ 为与路面等级对应的路面不平度系数。国际标准 ISO-8608 按功率谱密度分为 “A、B、C、D、E” 由好到差 5 个等级, 分别取路面平整系数为 2×10^{-6} m³、 6×10^{-6} m³、 20×10^{-6} m³、 60×10^{-6} m³、 200×10^{-6} m³; 本研究按照国际标准取值。采用谐波叠加法原理[14], 选取三角级数进行叠加生成逼近的任意的一个波形, 以桥梁起点为初始坐标原点, 沿桥梁跨径方向距离起点坐标为 x 值的任意一点路面不平度可表示为:

$$r(x) = \sum_{i=1}^N a_i \cos(\omega_i x + \varphi_i) \quad (5)$$

式中, $a_i = \sqrt{4G_d(n_i)\Delta n}$; $\Delta n = (n_i - n_l)/N$; $n_i = n_l + (i-1/2)\Delta n$, $i = 1, 2, \dots, N$; n_i 和 n_l 为空间频率的上限和下限; 原频率 $\omega_i = 2\pi n_i$; φ_i 为相位角。

本文采用功率谱密度函数, 取 A、B、C、D、E 5 个等级, 在 MATLAB 中编程生成不同等级路面的不平度样本, 生成的不平度数据以数组形式导入 ANSYS APDL, 施加于桥面各节点, 计算结果生成的路面不平度样本如图 4 所示。

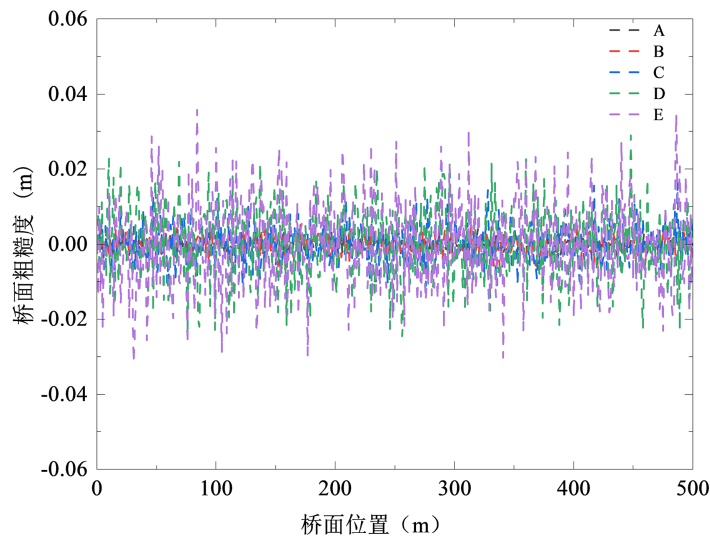


Figure 4. Road surface irregularity of each grade
图 4. 各等级路面不平度

由图 4 可以看出当路面从 A 级逐级变差至 E 级时, 其竖向起伏峰值的最大值分别为 0.59、0.91、1.73、2.95 和 3.53 cm。功率谱密度取值越大, 对应的桥面随机起伏越剧烈, 表明桥面行车平顺性随之下降。

3.3. 冲击系数理论

为量化移动车辆对桥梁结构产生的动态附加效应, 学术界与工程界通常引入 “冲击系数” 这一概念来表征动力放大作用。该指标能够反映路面随机不平顺、车辆与桥梁耦合振动等因素导致的桥梁响应增量, 其物理意义在于描述结构最大动态响应相对于静力响应的放大程度。冲击作用的大小与桥梁自身的刚度、质量、阻尼分布, 以及路面状况、车重、车速和车辆悬挂参数等密切相关, 根据《公路桥涵设计通

用规范》(JTG D60-2015), 冲击系数 I 的计算公式[15]:

$$I = \frac{R_{\max}}{Q_{\text{static}}} - 1 \quad (6)$$

式中: $R_{\max}$ 代表移动车辆荷载作用下, 桥梁控制截面出现的最大动态响应极值; Q_{static} 表示将车辆荷载视为静力等效荷载时, 同一截面产生的最大静力响应值, 两者均取自相应的时程曲线峰值, 两者的比值减去 1, 即可得到动态响应对静力响应的放大比例, 从而直观体现车辆过桥时的冲击作用。

4. 车 - 桥系统动力响应分析

4.1. 车速对车桥耦合系统动力响应的影响

行车速度是决定车辆对桥梁产生动力冲击大小的重要参数。本节基于前文建立的 13 自由度两轴货车模型, 在全桥行驶工况下开展数值模拟, 分析过程中将路面不平度固定为 A 级(极好), 采用单一变量原则, 仅调整车辆匀速通过桥梁的速度, 分别计算 30、45、60、75、90 km/h 五种工况下车桥系统的动力响应, 提取主跨跨中节点的竖向位移、竖向加速度以及相应的动力放大系数(冲击系数)进行对比分析。

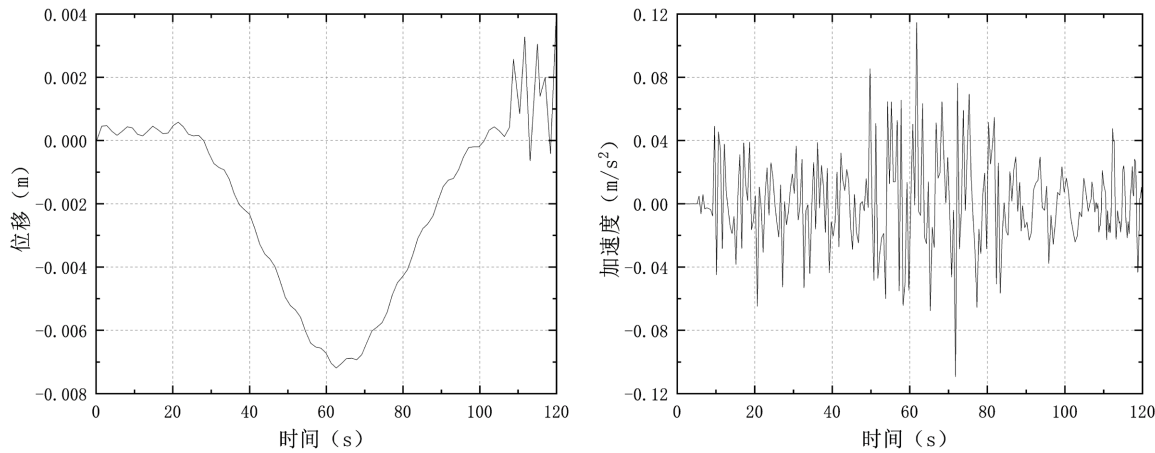


Figure 5. Mid-span time-history response of the bridge at a speed of 30 km/h
图 5. 30 km/h 桥梁跨中时程响应

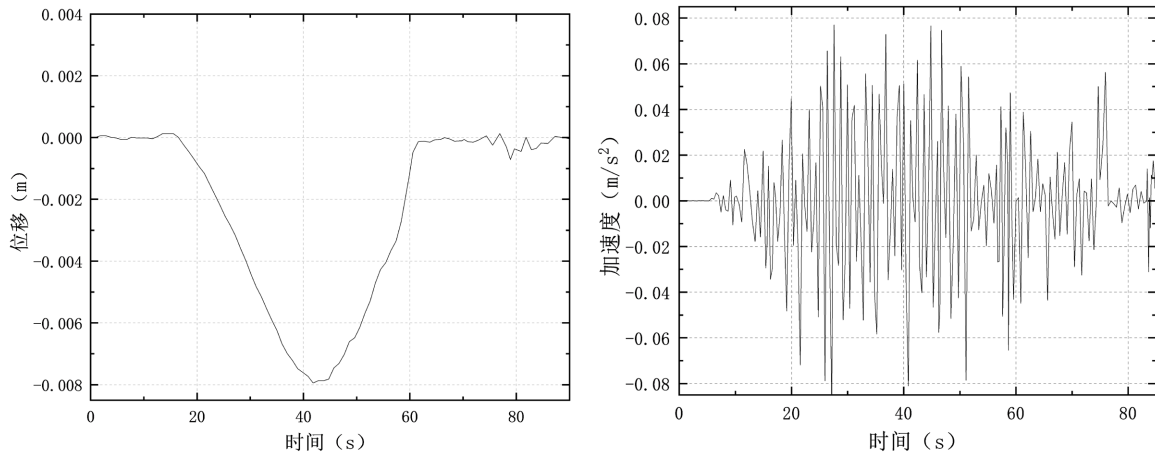


Figure 6. Mid-span time-history response of the bridge at a speed of 45 km/h
图 6. 45 km/h 桥梁跨中时程响应

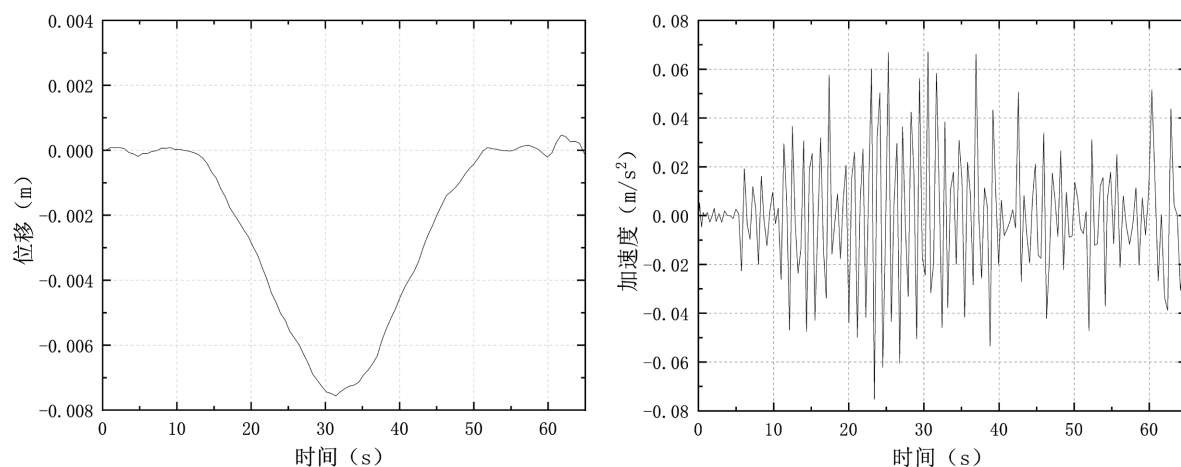


Figure 7. Mid-span time-history response of the bridge at a speed of 60 km/h

图 7. 60 km/h 桥梁跨中时程响应

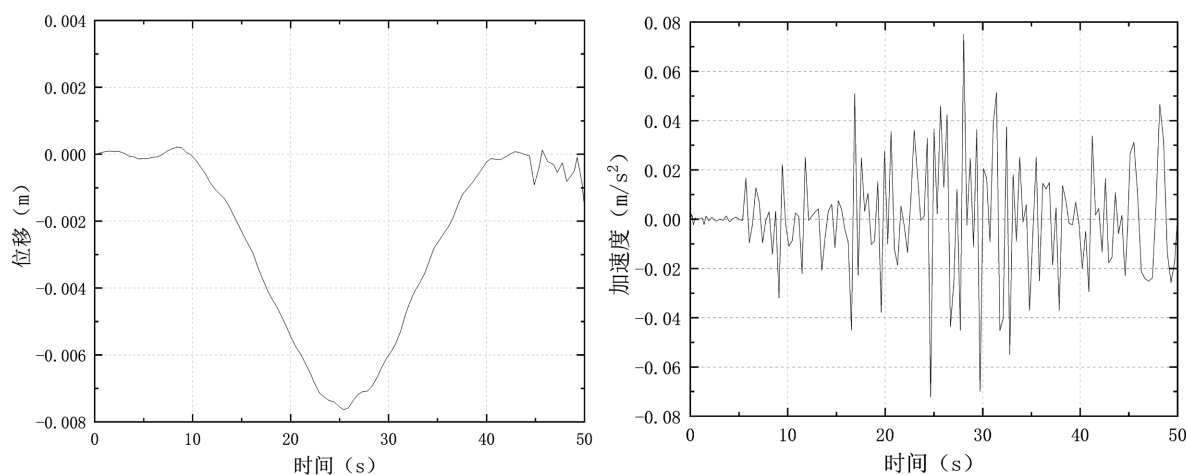


Figure 8. Mid-span time-history response of the bridge at a speed of 75 km/h

图 8. 75 km/h 桥梁跨中时程响应

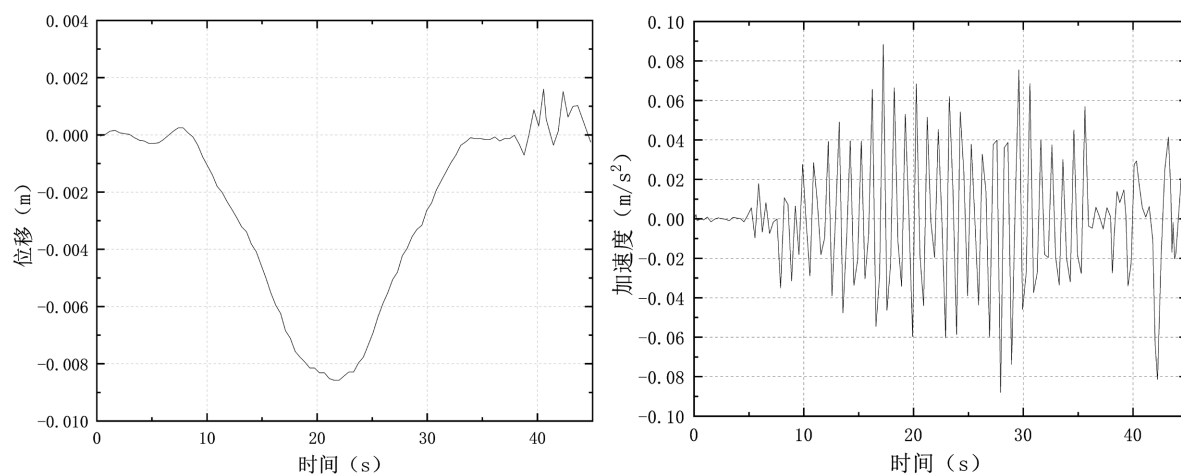


Figure 9. Mid-span time-history response of the bridge at a speed of 90 km/h

图 9. 90 km/h 桥梁跨中时程响应

图 5~9 分别给出了各车速下跨中节点的时程响应曲线,从时程图来看,车辆进桥后,跨中加速度率先出现高频波动,随后位移逐渐下挠;当车辆行驶至主跨跨中区域时,位移和加速度均达到峰值区间;车辆驶出桥面后,加速度波动迅速衰减,位移曲线逐渐回弹至平衡位置,这一过程反映了移动车辆荷载对桥梁的加载与卸载作用。

通过图 5~9 可得,桥梁跨中竖向位移均在车辆行驶至跨中位置时取最大值,将该节点处承受的车辆荷载等效为集中力,计算得到最大竖向位移为 7.346 mm,取桥梁冲击系数 $u=0.05$ (对应基频 0.16012 Hz),结合静荷载下跨中最大位移,进一步计算得出各车速对应的冲击系数,如表 4 所示。

Table 4. Dynamic response and impact coefficient at mid-span under various driving speed conditions
表 4. 各行车速度工况下主跨跨中动力响应及冲击系数

行车速度(km/h)	最大竖向位移(mm)	最大竖向加速度(m/s ²)	冲击系数	相对规范冲击系数变化率
30	7.490	0.066	0.019	-60.8%
45	7.491	0.089	0.081	61.8%
60	7.560	0.075	0.029	-41.8%
75	7.642	0.078	0.039	-21.2%
90	8.580	0.088	0.167	234.4%

结合表 4 数据可知,跨中位移和加速度对车速的响应表现出显著的非单调性,位移方面,45 km/h 时出现局部峰值(7.941 mm),随后在 60 km/h 回落至 7.560 mm,但在 90 km/h 工况下激增至最大值 8.580 mm,加速度方面,其峰值出现在 45 km/h,达到 0.089 m/s²,90 km/h 时也处于较高水平(0.088 m/s²),图 10 直观展示了这两种响应随车速的波动特征,整体表现为“先升后降、再反弹”的阶段性变化规律,本文计算得到的车速效应与已有研究结论具有一致性,谢旭等[16]在针对跨度为 600~1400 m 的大跨度斜拉桥研究发现,行车速度的提高会增加结构的动力系数,且动力系数离散性大、与构件类型有关,本文算例桥梁主跨 658 m 半漂浮体系的最不利车速为 90 km/h,冲击系数为 0.1672,差异可能源于桥梁结构体系、车辆模型参数及路面条件的不同。

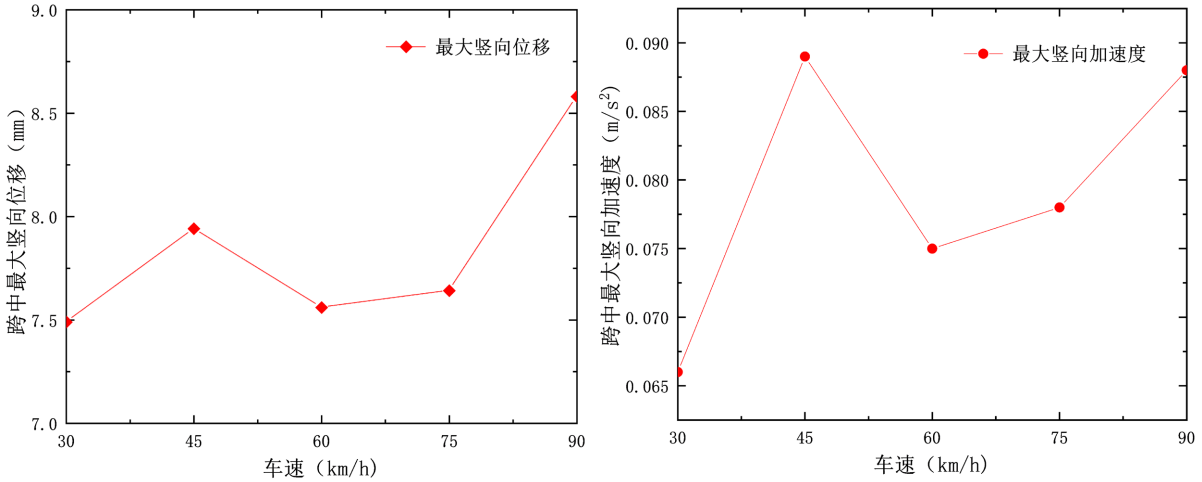


Figure 10. Dynamic response of mid-span nodes different vehicle speeds
图 10. 各行车速度下跨中节点动力响应

进一步分析冲击系数图 11 可以发现,动力放大系数随车速增加呈现显著的波动特征,且多次偏离规

范建议值, 在 30~75 km/h 区间, 计算得到的冲击系数相对较低, 甚至出现负值偏差; 然而当车速达到 90 km/h 时, 冲击系数急剧攀升至全测程最大值 0.1672, 远超规范取值, 超限幅度高达 234.4%, 这一异常突变现象表明, 当车速达到 90 km/h 时, 车辆振动频率与桥梁结构某阶固有频率可能发生了接近或重合, 引发了显著的车致共振效应, 导致跨中动力响应被剧烈放大, 此速度工况构成了该桥在运营期内的最不利车辆荷载场景之一, 在实际运营养护中应引起重视。

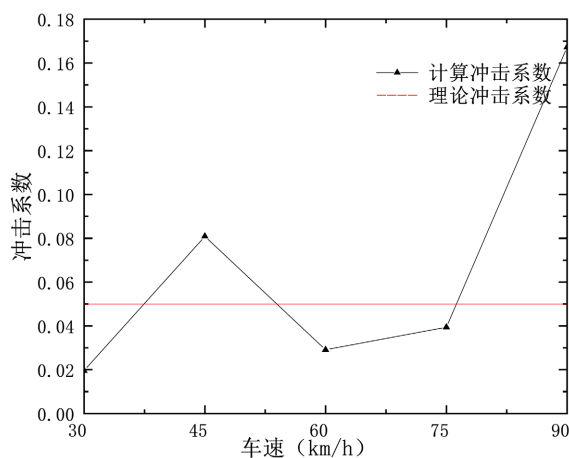


Figure 11. Impact coefficient at mid-span under different vehicle speeds
图 11. 各行车速度下桥梁跨中冲击系数

4.2. 路面不平度对车桥耦合系统动力响应的影响

作为车辆-桥梁耦合系统的主要外部激励源之一, 路面随机不平顺直接决定了车辆振动能量的输入水平, 为量化路面条件对桥梁结构动力放大效应的影响, 本节以路面等级为单一控制变量, 基于前述建立的斜拉桥有限元模型与 13 自由度车辆模型, 在全桥行驶工况下开展数值模拟, 分析过程中将车辆行驶速度固定为 60 km/h, 依照 ISO-8608 标准依次施加 A (极好)、B (好)、C (一般)、D (差)、E (极差) 五个等级的路面不平度样本(样本生成详见第 3.2 节), 提取主跨跨中节点的竖向位移、加速度时程以及相应的冲击系数进行对比, 桥梁跨中竖向振动响应时程曲线见图 12~16。

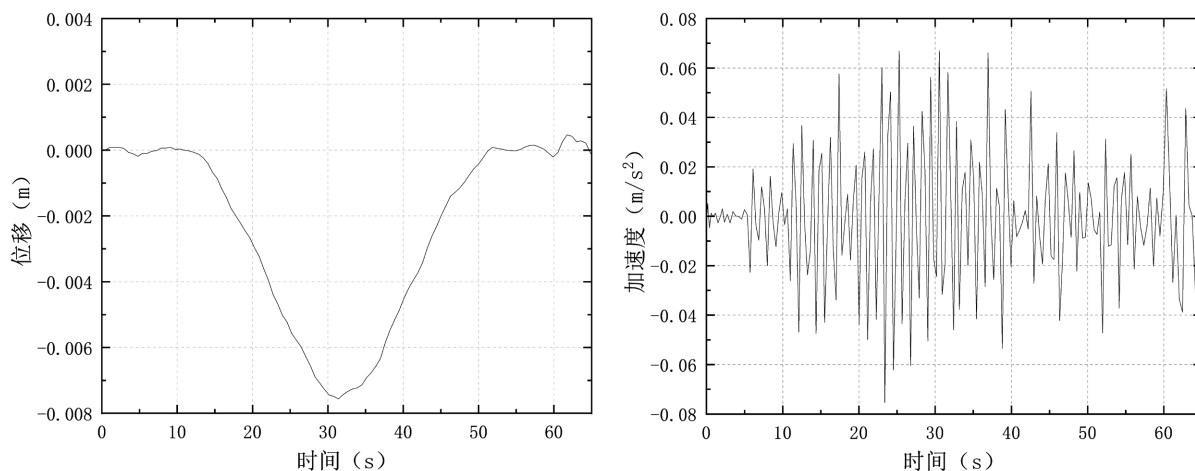


Figure 12. Mid-span vibration response of bridge under Grade A road irregularity
图 12. A 级路面不平度下桥梁跨中振动响应

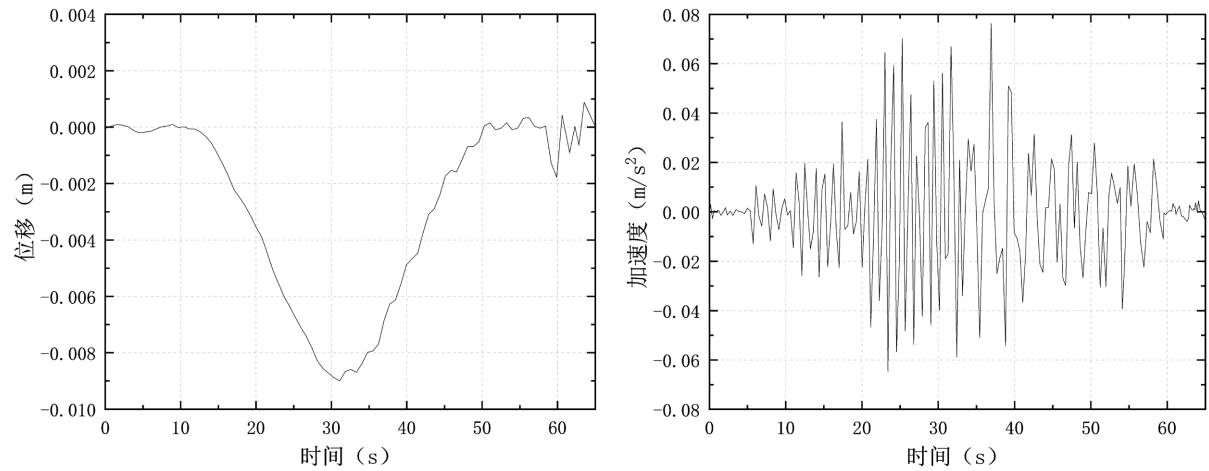


Figure 13. Mid-span vibration response of bridge under Grade B road irregularity

图 13. B 级路面平整度下桥梁跨中振动响应

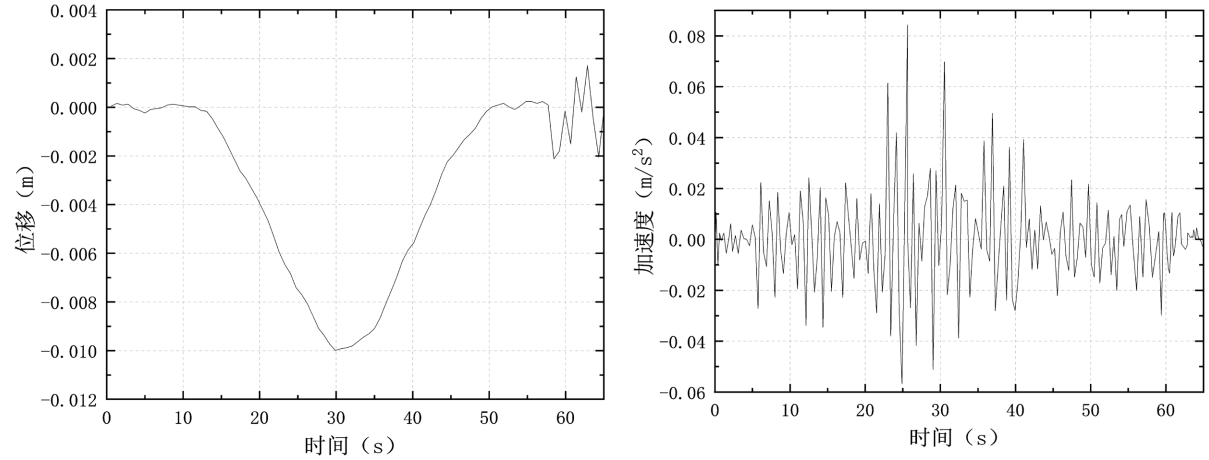


Figure 14. Mid-span vibration response of bridge under Grade C road irregularity

图 14. C 级路面平整度下桥梁跨中振动响应

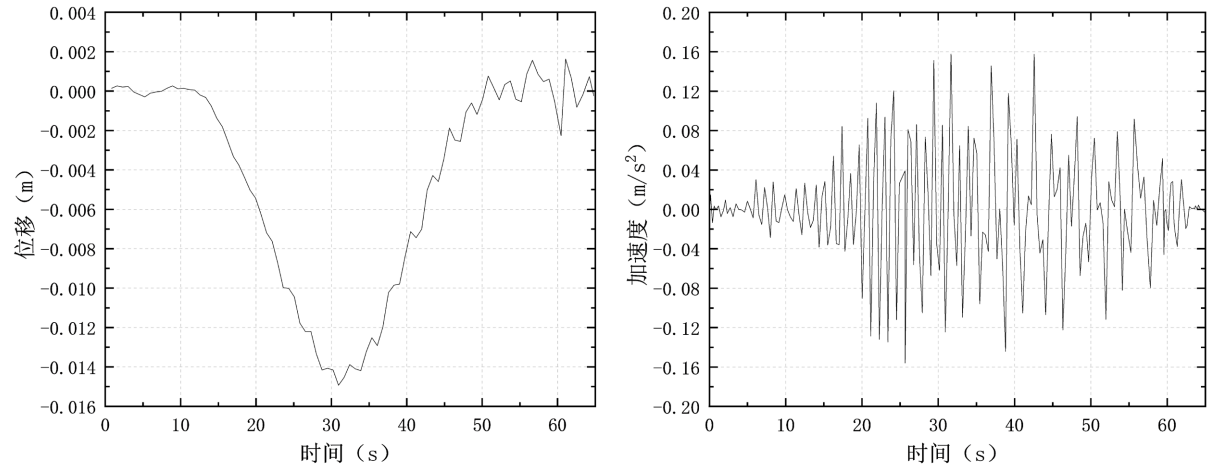


Figure 15. Mid-span vibration response of bridge under Grade D road irregularity

图 15. D 级路面平整度下桥梁跨中振动响应

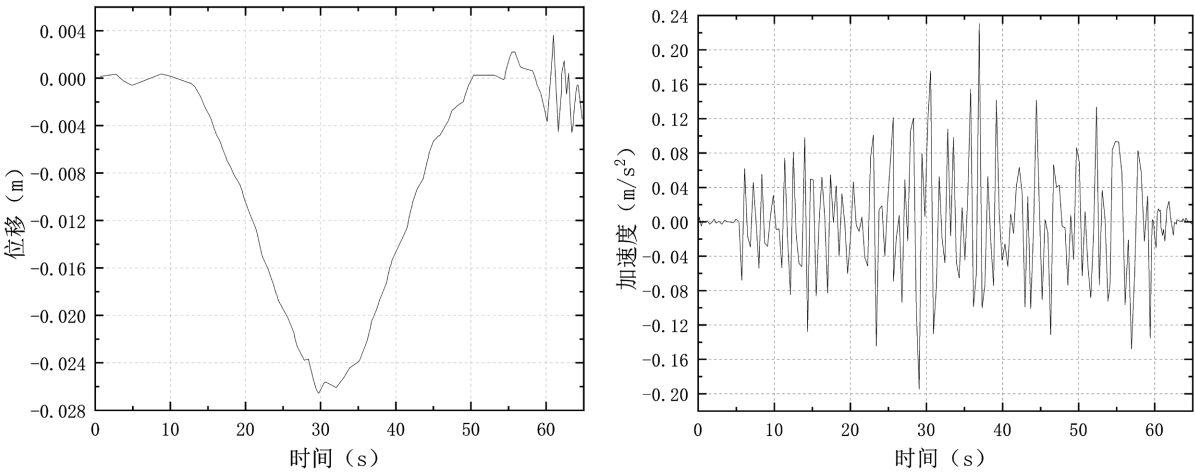


Figure 16. Mid-span vibration response of bridge under Grade E road irregularity
图 16. E 级路面不平整度下桥梁跨中振动响应

图 12~16 分别给出了各路面等级下跨中节点的竖向时程响应曲线，从时程曲线特征来看，随着路面由 A 级逐级恶化至 E 级，跨中时程曲线呈现显著的扩张趋势，A 级工况下，桥梁振动波形平滑，衰减较快；而 E 级工况下，位移的下挠幅度显著加深，加速度的高频波动能量大幅增加，这表明路面条件的劣化不仅放大了系统的瞬态响应峰值，还显著削弱了桥梁自身的耗能减振能力，从而可能加速疲劳损伤积累，危及桥梁的服役寿命与安全性能，因此，从工程实践角度出发，提高路面平整度等级，能够有效抑制振动响应，有利于延长桥梁的使用期限。

Table 5. Comparison of dynamic responses at bridge mid-span under different road grades
表 5. 不同路面等级下桥梁跨中动力响应对比

路面等级	最大竖向位移(mm)	最大竖向加速度(m/s ²)	冲击系数
A	-7.563	0.06683	0.0295
B	-8.992	0.07625	0.2241
C	-9.991	0.08431	0.3601
D	-14.931	0.15765	1.0325
E	-26.553	0.23056	2.6146

由表 5 数据可知，路面等级由 A 级依次劣化至 E 级后，跨中各项动力响应指标均呈单调递增态势。从数据对比来看，E 级工况下的竖向位移极值达到-26.553 mm，较 A 级(-7.563 mm)放大了约 3.51 倍；竖向加速度由 A 级的 0.06683 m/s² 攀升至 E 级的 0.23056 m/s²，增幅达 3.44 倍，更值得关注的是冲击系数的演变，其数值从 A 级的 0.0295 急剧攀升至 E 级的 2.6146，表现出强烈的非线性突变特征，尤其在 D 级到 E 级的跨越过程中，冲击系数出现了陡增现象，表明在极端恶劣的路面条件下，车辆与桥梁之间的动力相互作用被剧烈放大，该非线性突变增长趋势与已有研究结论相符，王贵春等[17]以润扬长江大桥北汊桥为例，发现路面不平顺对桥梁冲击系数有明显影响，车速增加使冲击系数显著增大，这可能与本文采用的非线性路面谱生成方法、厢式货车悬挂参数以及桥梁半漂浮体系对路面激励的敏感性有关。

5. 结语

(1) 行车速度对跨中动力响应的影响呈现出显著的多阶段波动特征。在 A 级路面条件下，跨中竖向位移在各档车速(30, 45, 60, 75, 90 km/h)下依次为 7.490、7.941、7.560、7.642 和 8.580 mm；竖向加速度的

峰值则分别录得 0.066、0.089、0.075、0.078 和 0.088 m/s^2 。车辆冲击效应亦表现出同频的起伏特性，当车速达到 90 km/h 时，冲击系数攀升至最大值 0.1672，超出规范建议限值 234.4%。推测该现象与车辆激励频率逼近桥梁自振频率有关，进而诱发了显著的共振响应。

(2) 路面等级由 A 级恶化至 E 级后，结构的跨中位移、加速度以及冲击系数均出现显著加剧，且冲击系数呈非线性放大特征。从数据来看，E 级工况下的竖向位移极值达到 -26.553 mm，较 A 级(-7.563 mm)放大了约 3.51 倍；竖向加速度由 A 级的 0.06683 m/s^2 攀升至 E 级的 0.23056 m/s^2 ，增长约 3.44 倍；冲击系数则从 A 级的 0.0295 激增至 E 级的 2.6146，其中 D 级至 E 级的突变尤为明显。这表明桥面平顺性对结构动力响应具有决定性影响，维持良好的路面质量有助于削弱动力冲击，进而保障结构耐久性与行车安全。

本研究仍存在一些局限性和不足，如本文采用简化的 13 自由度两轴货车模型，且假定悬架和轮胎阻尼为线性，未考虑实际车辆悬挂系统的非线性特征及多车交互效应，路面不平度仅考虑了沿桥纵向的一维随机场，忽略了横向相关性及桥面局部破损等极端情况，未来研究可引入多尺度非线性车-桥耦合模型，并结合实测车流数据开展更精细化的动力响应预测。

参考文献

- [1] 《中国公路学报》编辑部. 中国桥梁工程学术研究综述·2024 [J]. 中国公路学报, 2024, 37(12): 1-160.
- [2] 李小珍, 张黎明, 张洁. 公路桥梁与车辆耦合振动研究现状与发展趋势[J]. 工程力学, 2008(3): 230-240.
- [3] 刘扬, 赵鹏, 殷新锋. 基于桥面不平整度大跨度斜拉桥的货车行车舒适性[J]. 交通科学与工程, 2014, 30(2): 27-33.
- [4] Pourzeynali, S., Zhu, X., Ghari Zadeh, A., Rashidi, M. and Samali, B. (2021) Simultaneous Identification of Bridge Structural Damage and Moving Loads Using the Explicit Form of Newmark- β Method: Numerical and Experimental Studies. *Remote Sensing*, **14**, Article 119. <https://doi.org/10.3390/rs14010119>
- [5] Pourzeynali, S., Zhu, X., Ghari Zadeh, A., Rashidi, M. and Samali, B. (2021) Comprehensive Study of Moving Load Identification on Bridge Structures Using the Explicit Form of Newmark- β Method: Numerical and Experimental Studies. *Remote Sensing*, **13**, Article 2291. <https://doi.org/10.3390/rs13122291>
- [6] 米奇克, 瓦伦托维兹. 汽车动力学[M]. 第 4 版. 北京: 清华大学出版社, 2009.
- [7] 格里斯比. 车辆动力学基础[M]. 北京: 清华大学出版社, 2006.
- [8] 喻凡, 林逸. 汽车系统动力学[M]. 北京: 机械工业出版社, 2005.
- [9] 李永乐. 风-车-桥系统非线性空间耦合振动研究[D]: [博士学位论文]. 成都: 西南交通大学, 2003.
- [10] 韩万水. 风-汽车-桥梁系统空间耦合振动研究[D]: [博士学位论文]. 上海: 同济大学, 2006.
- [11] 陈宁. 侧风作用下桥上汽车行车安全性及防风措施研究[D]: [博士学位论文]. 成都: 西南交通大学, 2015.
- [12] 卢海林, 蔡恒, 颜燕祥. 大跨度曲线弯梁桥车-桥耦合振动分析[J]. 工程科学与技术, 2019, 51(6): 101-107.
- [13] 李运通. 公铁两用简支钢桁梁桥车桥耦合振动分析[D]: [硕士学位论文]. 兰州: 兰州交通大学, 2024.
- [14] 郑海腾, 李尚平, 李冰, 等. 基于谐波叠加法的标准路面谱重构[J]. 机械研究与应用, 2014, 27(6): 82-83+86.
- [15] JTG D60-2015 公路桥涵设计通用规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2015.
- [16] 谢旭, 朱越峰, 申永刚. 大跨度钢索和 CFRP 索斜拉桥车桥耦合振动研究[J]. 工程力学, 2007, 24(z1): 53-61.
- [17] 王贵春, 陈卫丽. 基于车桥耦合振动的大跨度斜拉桥冲击系数研究[J]. 公路工程, 2015, 40(6): 119-124.