

高速列车运行引起的墩顶垂向动反力特征分析

时 瑾¹, 柴晓冬², 王英杰¹, 方文珊¹

(1. 北京交通大学 土木建筑工程学院, 北京 100044; 2. 上海工程技术大学 城市轨道交通学院, 上海 201620)

摘要: 结合高速铁路系统特点, 钢轨模拟为离散点支撑欧拉梁, 桥梁采用模态综合法建立运动方程, 在考虑梁轨和轮轨关系基础上建立了车桥动力分析模型, 并结合常用跨度简支箱梁特点, 分析了轨道不平顺、速度和跨度对墩顶动反力的影响规律。结果表明: 中长波范围内轨道不平顺不会对墩顶垂向动反力产生明显影响; 随着速度提高, 梁的共振和消振造成墩顶动反力的放大和减小; 不同跨度简支梁桥墩顶垂向反力特征差异明显, 车长和轴距引起的频率都有不同程度体现。

关键词: 高速铁路; 简支梁; 桥墩; 动力响应; 共振

中图分类号: U213

文献标志码: A

Dynamic Vertical Reaction Force of Piers Caused by Train-bridge Interaction on Elevated High-speed Railway Bridge

SHI Jin¹, CHAI Xiaodong², WANG Yingjie¹, FANG Wenshan¹

(1. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China; 2. School of Urban Rail Transit, Shanghai University of Engineering Science, Shanghai 201620, China)

Abstract: A dynamic interaction model of train and bridge was established considering beam-rail and wheel-rail relation. Based on the characteristics of high-speed railway system, the rail was modeled as a discrete point support Euler beam and the motion equations of the bridge was built using a modal synthesis method. Furthermore, the effect of track irregularity, running speed and beam span on the dynamic reaction force of piers was analyzed with respect to the characteristics of simply-supported box girders in China. It is concluded from the results that the track irregularity with medium and long wavelengths do not have significant effect on the dynamic reaction force of the piers. With increasing running speed, the resonance and vibration cancellation of the beam enlarges and reduces the dynamic reaction force of the piers respectively. The dynamic reaction force characteristics

differ significantly under different spans, and different dynamic force frequencies caused by carbody length and wheelbase can be observed at different degrees.

Key words: high-speed railway; simply-supported beam; pier; dynamic response; resonance

随着高速铁路的快速发展, 大量高架线路通过密集居民点、工业区等振动敏感点, 高速铁路带来的环境振动问题引起了广泛关注。列车在高架线路上运动时, 动载作用通过梁体、支座传递给桥墩, 桥墩墩顶垂向动反力以一定时间间隔先后传递到大地, 列阵点振源引起环境振动, 从而对临近建筑物产生影响。合理的垂向墩顶反力对预测和控制高架轨道交通环境振动, 研究桥梁支座性能等具有十分重要的意义。

国内外学者对高架轨道交通列车运行引起的荷载问题开展了广泛研究。Cao 等^[1]采用半解析数值方法求解了列车通过连续梁时的墩顶反力, 以此反力计算结果为输入量分析了列车引起的大地振动特征。Wu 等^[2]采用半解析方法推导了一系列移动荷载作用下简支梁桥墩顶反力。边学成^[3]将高速列车移动荷载施加到高架桥和地基有限元模型之上, 考察了软弱土地基振动特征。蒋通等^[4]采用简化的车桥系统模型计算了墩顶动反力。值得指出的是, 目前研究常采用简化的车桥动力分析模型或移动力来求解高架桥墩顶反力, 较少考虑高速铁路列车、轨道和桥梁相互作用特征。此外, 墩顶动反力作用特征对大地振动规律起关键作用, 针对我国高速铁路高架桥墩支反力特征的全面研究还未见报道。

本文通过列车与桥梁动力相互作用模型, 分析运行速度、轨道不平顺、桥梁跨度等因素对高速铁路常用跨度简支梁桥墩顶垂向动反力的影响规律, 以

期为环境振动预测和控制提供参考。

1 计算模型

1.1 列车-桥梁动力相互作用模型

近年来,许多学者发展了二维及三维车桥动力分析模型。根据应用条件及研究问题不同,对模型简化程度有所不同。针对本文研究问题而言,桥墩动反力由车桥垂向相互作用引起,采用二维车桥动力模型有助于突显主要影响因素,更好把握科学问题。

结合我国高速动车组情况,车辆中车体、转向架及轮对均视为刚体,车体和转向架考虑沉浮及点头,轮对考虑沉浮运动,各部件之间通过弹簧阻尼元件连接。列车按8节编组考虑,各节车辆运动方程见文献[5]所述。

我国高速铁路桥上大量铺设板式无砟轨道,板式无砟轨道一般由钢轨、扣件、轨道板、水泥沥青调整层、混凝土底座等组成。根据高速铁路设计标准,轨道板和梁之间连接紧密,本文主要分析列车作用引起的低频振动,因而将轨道板与桥梁考虑为整体进行模拟。钢轨和轨道板间通过等间距布置的扣件相连接,将扣件模拟为弹簧阻尼元件。建立的车桥动力分析模型如图1所示。

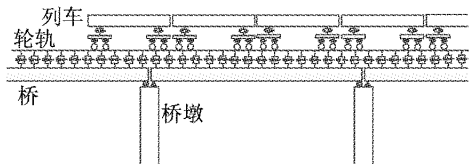


图1 列车-简支梁动力分析模型

Fig.1 Coupling dynamic model of train and track

钢轨采用离散点支撑欧拉梁进行模拟,采用模态叠加法建立运动方程,如下所示:

$$\ddot{q}_k(t) + \sum_{i=1}^N c_p Y_k(x_i) \sum_{h=1}^M Y_h(x_i) \dot{q}_h(t) + \frac{E_r I_r}{m_r} \left(\frac{k\pi}{l_r} \right)^4 q_k(t) + \sum_{i=1}^N k_p Y_k(x_i) \sum_{h=1}^M Y_h(x_i) \dot{q}_h(t) - \sum_{i=1}^N c_p Y_k(x_i) \dot{Z}_b(t) - \sum_{i=1}^N k_p Y_k(x_i) Z_b(t) = \sum_{j=1}^{32} p_j Y_k(x_{wj}) \quad (1)$$

式中: E_r 为钢轨弹性模量, I_r 为钢轨惯性矩, m_r 为每延米质量, l_r 为钢轨长度, M 为截取模态数, N 为扣件个数, k_p 和 c_p 分别为扣件刚度和阻尼, Z_b 为梁的位移, k 为钢轨振型阶数, 下标 h 代表钢轨振型阶数计数, 下标 i 代表扣件个数计数, 下标 j 代表轮对计

数, x_{wj} 为第 j 个轮对位置, $q_k(t)$ 为钢轨正则坐标, $Y_k(x_i)$ 为第 i 个扣件位置钢轨振型, 可写为

$$Y_k(x_i) = \sqrt{\frac{2}{m_r l_r}} \sin \frac{k\pi x_i}{l_r} \quad (2)$$

p_j 为第 j 个车轮作用于钢轨上的力, 可表示为

$$p_j = \frac{(m_c + 2m_t + 4m_w)g}{4} - m_w \sum_{h=1}^M \ddot{q}_h Y_h(x) + k_{pe} (Z_{ide} - \sum_{h=1}^M q_h Y_h(x) - Z_{rj}) + c_{pe} (\dot{Z}_{ide} - \sum_{h=1}^M \dot{q}_h Y_h(x) - \dot{Z}_{rj}) \quad (3)$$

式中: m_c , m_t , m_w 分别为车体、转向架和轮对质量, k_{pe} 和 c_{pe} 分别为一系悬挂刚度和阻尼, 下标 d 代表车辆编组计数, 下标 e 代表转向架计数, Z_{ide} 为第 d 节编组第 e 个转向架垂向位移, Z_{rj} 为第 j 轮对处轨道不平顺。

桥梁采用模态综合法, 梁体任意截面运动可由振型函数叠加来表示, 即

$$Z_b(x) = \sum_{n=1}^{N_h} q_{bn} \varphi^n(x) \quad (4)$$

式中: q_{bn} 为桥梁第 n 阶广义坐标, $\varphi^n(x)$ 为桥梁第 n 阶振型, N_h 为桥梁截取模态数。

振型规格化后, 桥梁第 n 阶模态方程为

$$\ddot{q}_{bn} + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_{bn} + \omega_n^2 q_{bn} = \sum_{i=1}^N F_{ni} \quad (5)$$

式中: ξ_n , ω_n 为梁第 n 阶阻尼和频率, F_{ni} 为第 i 个扣件对梁产生的广义力, 如下所示:

$$F_{ni} = \varphi^n(x_i) F_i \quad (6)$$

F_i 为通过第 i 个扣件传递到桥梁上的力, 可表示为

$$F_i = k_p \left(\sum_{h=1}^M q_h(t) Y_h(x_i) - Z_b \right) + c_p \left(\sum_{h=1}^M \dot{q}_h(t) Y_h(x_i) - \dot{Z}_b \right) \quad (7)$$

轮轨关系采用经典的密贴接触, 即轮对始终与轨道接触, 不考虑跳轨发生, 轮对位移由钢轨位移给出, 则第 i 个轮对位移

$$Z_{wi} = \sum_{h=1}^M q_h(t) Y_h(x_i) \quad (8)$$

式(8)表明, 轮对不是独立的自由度, 不必在车辆方程中列出, 这样的假定条件使得系统自由度降低, 避免了轮轨力非线性迭代, 对分析低频车桥动力问题是可行的[6]。

墩顶垂向反力由两相邻位置梁共同作用产生, 作用于桥墩顶部合力可写为[7]

$$R_i(t) = -E_b I_b \sum_{n=1,3,5,\dots} \left\{ \left[(-1)^n q_{bj,n}(t) - \right. \right.$$

$$q_{b(j+1),n}(t) \left[\frac{n\pi}{l_b} \right] \quad (9)$$

式中: E_b 为混凝土弹性模量, I_b 为梁惯性矩, l_b 为跨长, $q_{bj,n}$ 和 $q_{b(j+1),n}$ 分别为第 j 跨和第 $(j+1)$ 跨桥梁第 n 阶广义坐标。

1.2 模型验证

采用移动质量模型来验证模型的正确性, 移动质量模型如图 2 所示。模型参数采用文献[6]所提供数值, 梁跨度 25 m, 截面惯性矩 2.9 m^4 , 每延米质量 $2.303 \text{ t} \cdot \text{m}^{-1}$, 梁基频 $30.02 \text{ rad} \cdot \text{s}^{-1}$ 。悬挂质量 $m_v = 5.75 \text{ t}$, 悬挂刚度 $k_v = 1595 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$, 运行速度 $v = 27.78 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ 。

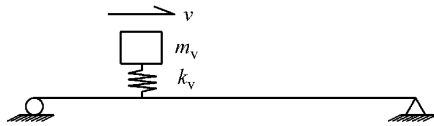
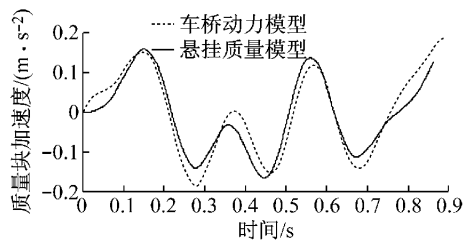


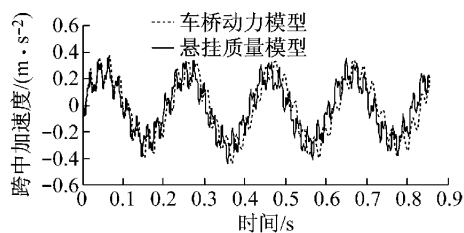
图2 悬挂质量模型

Fig.2 Suspension mass model

在上述车桥动力分析模型中取 $m_c = 5.75 \text{ t}$, $I_c = 1 \text{ t} \cdot \text{m}^2$, $m_t = 10^{-5} \text{ t}$, $I_t = 1 \text{ t} \cdot \text{m}^2$, $m_w = 10^{-5} \text{ t}$, $k_{pz} = 10^{10} \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$, $k_s = 797.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$, $c_p = c_s = 0$, $l_c = l_t = 0$, $E_r = 2.06 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}$, $I_r = 10^{-10} \text{ m}^4$, $m_r = 10^{-10} \text{ t} \cdot \text{m}^{-1}$, $k_p = 10^{10} \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$, $\xi = 0$, $\omega_1 = 30.02 \text{ rad} \cdot \text{s}^{-1}$, 具体参数含义见表 1。车桥动力模型选取如上参数后, 可得到梁跨中和质量块振动响应, 计算结果与悬挂质量模型结果对比如图 3 所示。由图可见, 车桥动力模型经过参数设置改变后和悬挂质量模型计算结果有较好的吻合度, 说明本文建立



a 质量块振动加速度时程



b 梁跨中加速度时程

图3 模型验证

Fig.3 Model validation

的车桥动力模型正确有效。值得指出的是, 波形中存在的差异是由于车桥模型中梁轨相互作用导致的。

2 计算结果与分析

2.1 模型参数选取

结合我国高速铁路实际情况, 车桥系统部分参数数值选取如表 1 所示。模型中桥梁按 7 跨考虑, 总长 228.2 m, 以保证整列车在桥上持续运行。结合桥梁长度, 考虑 0.6 m 扣件间距, 钢轨长度选取 228.6 m, 计算长度大于 100 m, 能够满足精度要求[5]。钢轨模态数 $(M) > 0.5N$ (扣件个数) 时, 数值结果趋于稳定, 本文计算中取 200。桥梁选用前 10 阶模态, 列车自由度为 48, 则系统总计自由度为 318。可以看出, 由于采用了模态技术, 系统自由度不大, 计算效率得到了提高。

表1 车桥系统模型参数

名称	数值	单位
车体质量, m_c	48 000	kg
构架质量, m_t	3 200	kg
轮对质量, m_w	2 400	kg
车体点头惯量, I_c	2.70×10^6	$\text{kg} \cdot \text{m}^2$
构架点头惯量, I_t	7 200	$\text{kg} \cdot \text{m}^2$
一系悬挂刚度, k_{pz}	2.08×10^6	$\text{N} \cdot \text{m}^{-1}$
一系悬挂阻尼, c_{pz}	1×10^5	$\text{N} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^{-1}$
二系悬挂刚度, k_s	0.8×10^6	$\text{N} \cdot \text{m}^{-1}$
二系悬挂阻尼, c_s	1.2×10^5	$\text{N} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^{-1}$
轴距之半, l_c	1.25	m
定距之半, l_t	8.75	m
车长, l	25	m
钢轨弹性模量, E_r	2.06×10^{11}	$\text{N} \cdot \text{m}^{-2}$
钢轨每延米质量, m_r	60.64	$\text{kg} \cdot \text{m}^{-1}$
扣件垂向刚度, k_p	7.5×10^7	$\text{N} \cdot \text{m}^{-1}$
扣件垂向阻尼, c_p	7.5×10^4	$\text{N} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^{-1}$

采用有限元建立桥梁结构细部模型, 通过自振分析为桥梁振动方程提供所需模态信息。本文按 CRTSI 型板式无砟轨道结构及尺寸建立模型, 桥梁采用高铁常用的 32.6 m 跨度标准双线单箱单室简支梁, 如图 4 所示。对轨道板、砂浆层、底座板, 桥梁结构采用空间体单元进行模拟, 均按实际的尺寸考虑, 梁体和轨道结构之间按节点位移协调处理。

高速铁路常用支座类型有盆式橡胶支座、球型钢支座及特殊要求支座等, 支座系统本身力学行为复杂。从支座宏观性能来说, 需要有足够的竖向及水平向刚度以保证列车动力作用和制动力传递, 同时支座应在水平向具有一定的活动能力, 以适应地震作用影响。文献[8]的研究表明, 不同支座恢复力模

型对动载竖向力传递影响不大. 文献[9-10]指出实际弹性支座计算条件下, 支座弹性对桥梁和车体的振动影响不明显. 鉴于此, 本文模型中支座采用了刚性支承, 值得指出的是, 当支座性能劣化或采用减振特殊支座时, 需细化考虑支座弹性特性, 这也是今后需进一步探究的方向.

对轨道和桥梁结构有限元模型整体进行自振分析, 得到垂向振动频率和振型如表 2 和图 5 所示. 自振分析为桥梁振动方程提供模态信息.

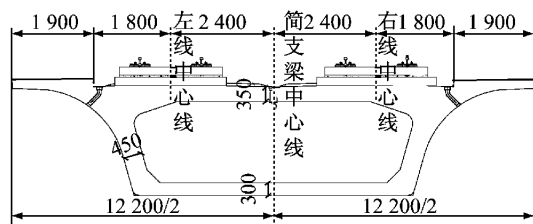


图 4 32.6 m 跨度标准双线单箱简支梁截面

Fig.4 Section of standard double track single-box simply supported beam with span of 32.6 m

表 2 垂向自振频率

Tab.2 Vertical natural frequency

指标	垂向振型出现阶数					
	1	3	6	8	10	12
频率/Hz	5.25	10.72	17.23	24.77	25.88	28.69

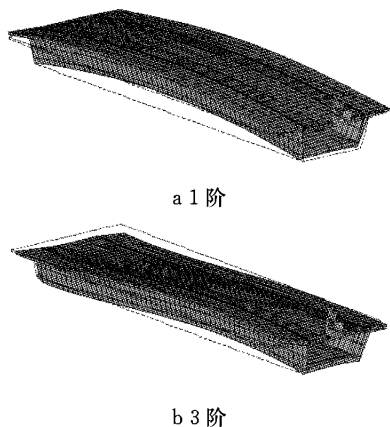


图 5 桥梁结构垂向振型

Fig.5 Vertical vibration mode of bridge structure

2.2 轨道不平顺的影响

轨道不平顺是车桥系统的主要激励源, 结合本文分析需要, 轨道不平顺分别采用我国某高速铁路实测结果、美国 6 级谱、德国低干扰谱, 如图 6 所示. 其中在轨道谱转换时, 根据轨检车检测波长, 截止波长为 1.5 m.

图 7 为采用不同类型轨道不平顺得到的墩顶反力时程曲线. 由图可见, 不同轨道不平顺条件下墩顶

反力时程曲线十分接近, 中长波范围内轨道不平顺引起的 50 Hz 以下振动不会对墩顶反力造成影响, 因此高速铁路日常维护过程中状态恶化也不会对环境振动造成明显影响.

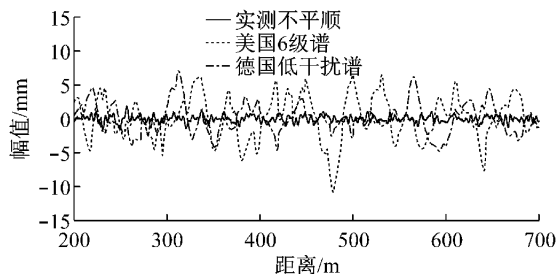


图 6 轨道不平顺样本

Fig.6 Irregularities of the rail

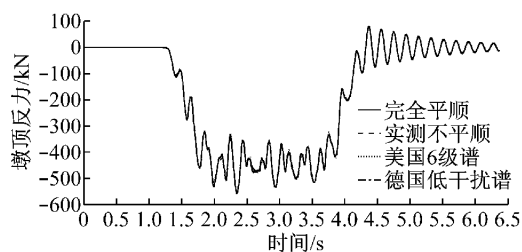


图 7 不同轨道不平顺条件下墩顶反力时程

Fig.7 Time history of pier reaction force at different rail irregularities

当列车以一定速度在轨道上行驶时, 轮轨接触点处轨道不平顺量值变化不仅是距离的函数, 还是时间的函数, 这种随时间变化而引起的不平顺变化率就定义为轨道不平顺速度. 轨道不平顺速度可表示为

$$\dot{z}_r = v z_{rx} \quad (10)$$

式中: v 为运行速度, z_{rx} 为轨道不平顺沿线路方向变化的斜率.

图 8 为 $300 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 条件下轨道不平顺速度变化时程曲线, 图 9 为 $300 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 下墩顶反力波形曲线, 可见轨道不平顺速度对墩顶反力影响很小, 不会改变波形频率结构. 表 3 给出了 $200 \sim 400 \text{ km} \cdot$

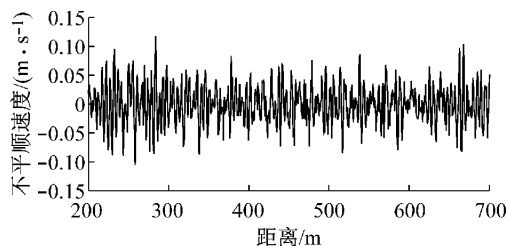


图 8 轨道不平顺速度变化样本

Fig.8 Irregularities velocity of the rail

h^{-1} 条件下墩顶反力和跨中位移响应。由表可见,轨道不平顺速度对响应峰值影响十分有限,其最大差值未超过5%。可见轨道不平顺速度对车桥动力作用中桥梁垂向动力响应影响较小。

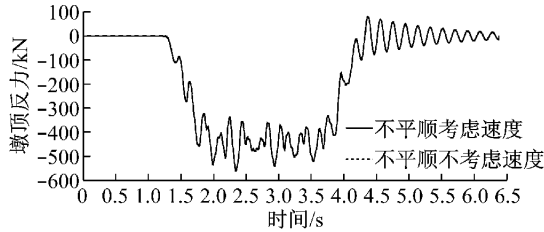


图9 墩顶反力变化曲线

Fig.9 Time history of pier reaction fore

表3 轨道不平顺速度对桥梁动力响应影响

Tab.3 Effect of irregularities velocity on dynamic response of bridge

速度/ ($\text{km} \cdot \text{h}^{-1}$)	墩顶动力峰值/kN			梁跨中位移峰值/mm		
	不考虑 速度	考虑 速度	差值/ %	不考虑 速度	考虑 速度	差值/ %
200	516.05	516.64	0.1	1.008	1.006	-0.2
220	507.80	509.06	0.3	0.982	0.984	0.2
240	495.42	506.05	2.2	1.026	1.040	1.3
260	495.53	510.19	2.9	1.047	1.070	2.2
280	517.28	534.59	3.4	1.075	1.098	2.1
300	558.46	561.88	0.6	1.152	1.152	0
320	565.26	571.07	1.0	1.198	1.199	0
340	565.74	577.08	2.0	1.151	1.178	2.3
360	557.65	574.76	3.1	1.182	1.211	2.5
380	550.43	570.09	3.6	1.184	1.218	2.9
400	569.40	570.09	0.1	1.258	1.218	-3.1

2.3 运行速度的影响

对不同运行速度下墩顶反力进行了计算,图10为四种不同速度下墩顶反力频谱。由图可见,在 $300 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 速度以下,墩顶反力以重力加载成分为主, $400 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 条件下车长激励成分有所体现($f_v = 400/(3.6 \times 25) = 4.44 \text{ Hz}$), $500 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 条件下基频(5.25 Hz)附近成分被放大,这是由于运行速度接近共振车速所致。下面将重点分析速度变化引起的共振及消振问题。

移动荷载列加载周期与桥梁第 n 阶自振周期或其 i 倍谐波周期相等时桥梁将发生共振,共振条件可表示为^[11]

$$v_{\text{res}} = \frac{3.6fL_v}{i}, i = 1, 2, 3, \dots \quad (11)$$

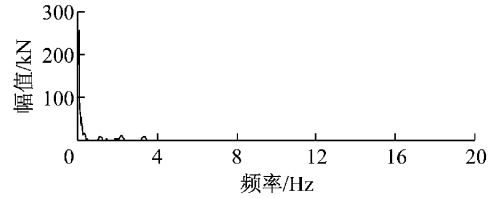
式中: v_{res} 为共振车速, f 为桥梁自振频率, L_v 为车长。

隶属于不同组别的力离开梁后所引起的自由振

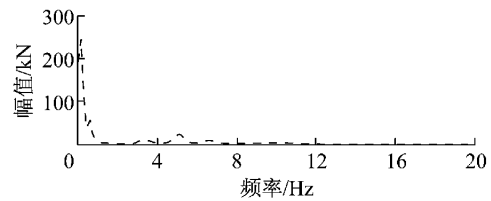
动相互抵消为消振现象发生的原因,其消振条件为^[12]

$$v_{\text{can}} = \frac{7.2\alpha f L_v}{2i-1}, i = 1, 2, 3, \dots \quad (12)$$

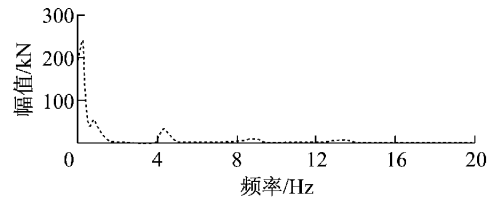
式中: v_{can} 为消振车速, L 为跨长, α 为量纲一参数,取1或 L_{ch}/L , L_{ch} 为加载特征长度。



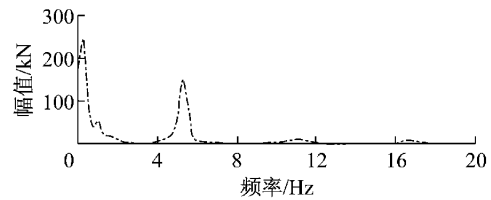
a $100 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$



b $300 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$



c $400 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$



d $500 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$

图10 不同速度下墩顶反力频谱

Fig.10 Pier reaction force spectrum at different speeds

据此,可以计算得到32 m简支箱梁共振和消振车速,其中消振条件 α 参数中加载特征长度取车长、轴距、定距,计算结果如表4所示。

表4 32 m简支梁共振及消振车速

Tab.4 Speed of resonance and vibration cancellation

i	共振 车速	消振车速 ($\text{km} \cdot \text{h}^{-1}$)			
		$\alpha=1.00$	$\alpha=0.08$	$\alpha=0.54$	$\alpha=0.77$
1	473	1 225	95	662	945
2	236	408	32	221	315
3	158	245	19	132	189
4	118	175	14	95	135

图11为根据车桥动力分析得到的速度与跨中

挠度、墩顶反力峰值之间关系曲线,在图中方框内还对应标出了表 4 所述共振和消振车速. 由图可见,墩顶反力的变化规律和跨中挠度大体一致,共振和消振峰值基本吻合解析结果,在共振车速下墩顶反力提高较快,在消振车速下墩顶反力略有降低.

图 12 给出了共振车速($470 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$)和非共振车速($400 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$)条件下墩顶反力时程曲线. 由图可见,共振条件下墩顶反力幅值震荡剧烈,最大峰值比非共振车速条件下高约 30%.

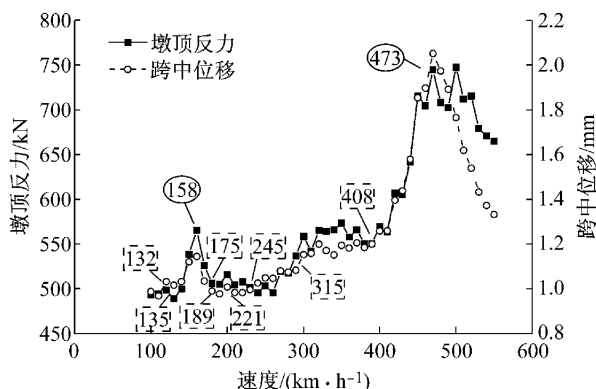


图 11 速度与墩顶反力、跨中位移之间关系

Fig. 11 Relationship between speed and pier reaction force and between speed and mid-span displacement

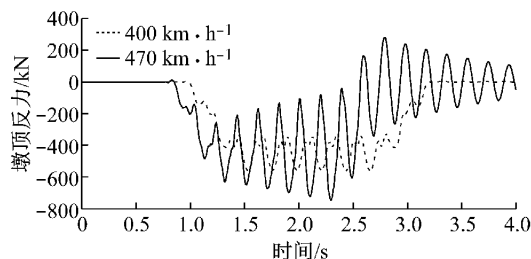


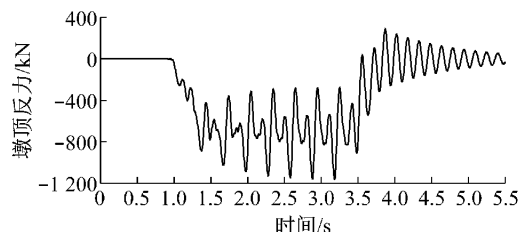
图 12 墩顶反力时程曲线

Fig. 12 Time history of pier reaction fore

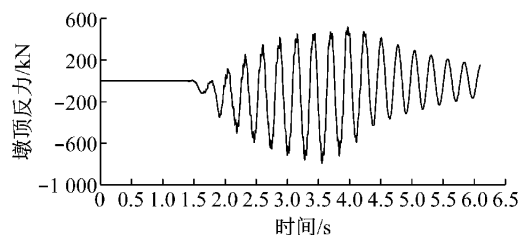
2.4 跨度的影响

除 32 m 常用跨度简支梁外,我国高速铁路常用跨度还有 24 m 和 40 m,其中 24 m 跨度简支梁基频为 6.55 Hz,40 m 跨度简支梁基频为 3.58 Hz^[13]. 根据共振条件计算得到 24 m 梁 1 阶共振车速为 $589.5 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$,2 阶共振车速为 $294.75 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$;40 m 梁 1 阶共振车速为 $322.2 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$. 考虑到实际情况,分别计算得到了 24 m 跨度梁 $294.75 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 及 40 m 跨度梁 $322.2 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 时墩顶反力,如图 13 所示. 由图可见,不同跨度条件下梁墩顶反力波形差别较大,24 m 梁墩顶反力中重力和轴距加载成分都较为明显,墩顶反力峰值接近 1 200 kN,是 32 m 跨

度梁的 2 倍;40 m 梁基频较低,列车通过时墩顶反力主要表现为特征长度加载引起的振荡,墩顶反力出现了一定程度拉力,对支座性能有影响.



a 24 m 跨度梁,运行速度 $294.75 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$

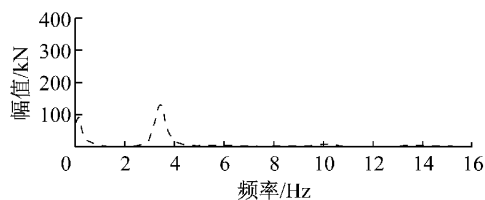


b 40 m 跨度梁,运行速度 $322.2 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$

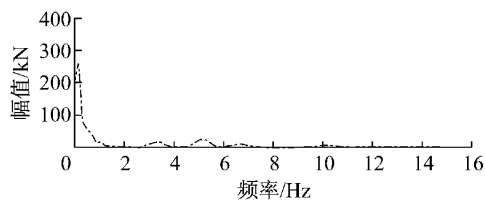
图 13 不同跨度墩顶反力时程

Fig. 13 Time history of pier dynamic reaction force at different spans

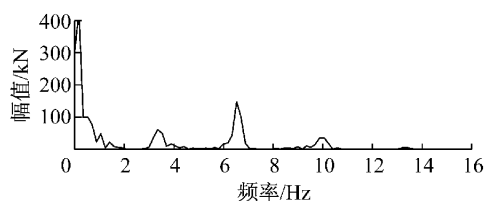
为进一步研究不同跨度梁墩顶反力频率成分,对 $300 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 通过时 24,32,40 m 跨度桥梁进行了动力分析,得到了墩顶反力频谱,如图 14 所示. 由



a 40 m 跨度



b 32 m 跨度



c 24 m 跨度

图 14 不同跨度梁墩顶反力频谱

Fig. 14 Pier reaction force spectrums at different spans of the beam

图可见,随着跨度提高和基频降低,墩顶反力时程中低频重力加载引起的成分有所降低,由车长激励引起的频率成分 3.33 Hz ($f_v = 300/(3.6 \times 25) = 3.33\text{ Hz}$) 在 24 m 和 40 m 跨度梁中有所体现。此外,对于 24 m 跨度梁来说,墩顶反力时程中基频 (6.55 Hz) 自由振动和轴距加载引起的成分 ($f_1 = 300/(3.6 \times 8.75) = 9.5\text{ Hz}$) 有所激发。上述不同跨度梁的墩顶反力频谱成分对环境振动有所影响,在实际理论计算中应具体考虑。

3 结论

(1) 中长波范围内轨道不平顺引起的车轨间较高频振动不会对墩顶垂向动反力造成影响,因此高速铁路日常维护过程中的轨道状态恶化也不会对环境振动造成明显影响。

(2) 随着运行速度提高,梁的共振和消振造成墩顶反力的放大和减小,特别是共振条件下墩顶垂向反力峰值变化剧烈。

(3) 不同跨度梁墩顶垂向反力特征差别较大,车长、轴距等激励引起的频率成分在墩顶反力中都有不同程度体现。不同跨度梁墩顶反力频谱成分对环境振动有所影响,在实际理论计算中应具体考虑。

参考文献:

- [1] CAO Yanmei, XIA He, LI Zhenghui. A semi-analytical/FEM model for predicting ground vibrations induced by high-speed train through continuous girder bridge [J]. Journal of Mechanical Science and Technology, 2012, 26(8): 2485.
- [2] Wu Y S, Yang Y B. A semi-analytical approach for analyzing ground vibrations caused by trains moving over elevated bridges[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004, 24(12): 949.
- [3] 边学成. 高速列车荷载作用下高架桥和地基振动分析[J]. 振动工程学报, 2006, 19(4): 438.
BIAN Xuecheng. Vibration analysis of viaduct and foundation under the load of high-speed train[J]. Journal of Vibration Engineering, 2006, 19(4): 438.
- [4] 蒋通, 张昕. 高架轨道交通引起环境振动的实测与数值模拟[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2004, 32(5): 565.
JIANG Tong, ZHANG Xin. In situ experimental and numerical predictions of environmental vibration by urban viaduct rail transit[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2004, 32(5): 565.
- [5] 翟婉明. 车辆-轨道耦合动力学[M]. 3版. 北京: 科学出版社, 2007.
ZHAI Wanming. Vehicle-track coupling dynamics[M]. 3rd ed. Beijing: Science Press, 2007.
- [6] Yang Y B, Yau J D. Vehicle-bridge interaction element for dynamic analysis[J]. Journal of Structural Engineering, 1997, 123(11): 1512.
- [7] Yang Y B, Yau J D. An iterative interacting method for dynamic analysis of the maglev train-guideway/foundation-soil system[J]. Engineering Structure, 2011, 33(3): 1013.
- [8] 聂利英, 李建中, 范立础. 滑动支座竖向动反力对桥梁结构动力性能的影响[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2002, 30(11): 1290.
NIE Liying, LI Jianzhong, FAN Lichu. Effects of dynamic vertical resistance force of sliding bearing on bridges [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2002, 30(11): 1290.
- [9] 蒋通, 马超勇, 张昕. 弹性支承条件下车-桥体系的振动分析[J]. 力学季刊, 2004(2): 256.
JIANG Tong, MA Chaoyong, ZHANG Xin. Dynamic analysis of train-bridge system with elastic supports [J]. Chinese Quarterly of Mechanics, 2004(2): 256.
- [10] 刘元志. 支座特性对承受高速移动列车荷载简支桥梁动力响应的影响分析[J]. 公路交通科技: 应用技术版, 2013(7): 285.
LIU Yuanzhi. Effect of bearing characters on the dynamic response of simply-supported bridge under high-speed train load [J]. Highway and Transportation Technology: Applied Technology, 2013(7): 285.
- [11] 夏禾, 郭薇薇, 张楠. 车桥系统共振机理和共振条件分析[J]. 铁道学报, 2006, 28(5): 52.
XIA He, GUO Weiwei, ZHANG Nan. Analysis of resonance mechanism and conditions of train-bridge system[J]. Journal of the China Railway Society, 2006, 28(5): 52.
- [12] 李慧乐, 夏禾, 郭薇薇. 移动荷载作用下简支梁共振与消振机理研究[J]. 工程力学, 2013, 30(7): 47.
LI Huile, XIA He, GUO Weiwei. Study on mechanism of resonance and vibration cancellation for simply-supported beam under moving loads[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(7): 47.
- [13] 郑健. 中国高速铁路桥梁建设关键技术[J]. 中国工程科学, 2008, 10(7): 18.
ZHENG Jian. Key technologies of Chinese high-speed railway bridge construction[J]. China Engineering Science, 2008, 10(7): 18.