

文章编号:1671-6833(2008)03-0117-05

高速移动荷载作用下铁路隧道的动力响应分析

黄娟, 彭立敏, 陈松洁

(中南大学 土木建筑学院, 湖南 长沙 410075)

摘要: 从梁的强迫振动微分方程中得到移动荷载的处理方法, 考虑了荷载的时间效应和空间效应, 在开挖静力场的基础上对高速移动荷载下铁路隧道的动力响应进行分析. 结果表明: 结构最大动力响应发生在轮对经过测点后的某个时刻, 略滞后于经过时刻点; 结构竖向位移、加速度和动应力随着行车速度的提高而增大, 其中仰拱动应力对行车速度最为敏感; 高应力区主要集中在仰拱和边墙上, 仰拱和边墙是隧道动力设计的薄弱部位; 列车荷载作用下, 结构破坏主要受抗拉强度控制.

关键词: 铁路隧道; 动力响应; 移动荷载; 高速

中图分类号: U 451.3 **文献标识码:** A

0 引言

高速铁路运输是世界铁路发展的必然趋势, 铁路隧道随之产生的问题也逐步引起人们的关注. 近年来, 许多学者对高速铁路隧道做了初步研究, 研究内容主要集中在高速铁路隧道空气动力学和结构振动响应上. 但已有的振动分析均是列车荷载简化成位置固定的竖向动力荷载来进行的, 而实际上列车动荷载既是时间的函数, 又是空间的函数, 是一个移动的荷载.

笔者从梁的强迫振动微分方程入手, 得到移动荷载的处理方法, 求出移动荷载作用下的钢轨振动位移和轨下支反力, 然后将此支反力作为移动外载加在道床-隧道-围岩耦合体系上, 数值求解结构的振动响应. 笔者给出了隧道结构的位移、加速度、应力随时间和空间的变化情况, 并分析了荷载移动速度对动力响应的影响.

1 Euler 梁在移动荷载作用下的运动方程解

设单一荷载 $P(t)$ 以速度 v 通过一根等截面、质量均匀分布的简支梁, 则梁的强迫振动微分方程可表示为^[1-2]:

$$EI \frac{\partial^4 y(x, t)}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial t^2} + c \frac{\partial y(x, t)}{\partial t} = \delta(x - vt) P(t) \quad (1)$$

式中: EI 为梁的抗弯刚度; m 为梁的单位长度质量; c 为梁的黏滞阻尼; $\delta(\cdot)$ 为 Dirac 函数.

将式(1)的几何坐标变换成三角函数的振型坐标, 利用振型的正交性可得到第 i 个振型的广义坐标运动方程:

$$\ddot{q}_i(t) + 2\xi_i \omega_i \dot{q}_i(t) + \omega_i^2 q_i(t) = \frac{2}{mL} P(t) \sin \frac{i\pi vt}{L} \quad (2)$$

式中: $q_i(t)$ 为第 i 阶振型的广义坐标; ω_i 为第 i 阶振型的角频率; ξ_i 是第 i 阶振型的阻尼比; L 是梁的计算长度.

通过 Duhamel 积分, 得式(2)的通解:

$$q_i(t) = \frac{2}{mL\omega_i} \int_0^t P(\tau) \sin \frac{i\pi v\tau}{L} e^{-\xi_i \omega_i(t-\tau)} \sin \omega_i(t-\tau) d\tau \quad (3)$$

根据梁的位移方程:

$$y(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} q_i(t) \cdot \sin \frac{i\pi x}{L} \quad (4)$$

求得梁的振动位移为:

$$y(x, t) = \frac{2}{mL} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{1}{\omega_i} \sin \frac{i\pi x}{L} \int_0^t P(\tau) \sin \frac{i\pi v\tau}{L} e^{-\xi_i \omega_i(t-\tau)} \sin \omega_i(t-\tau) d\tau \quad (5)$$

将上述分析推广到 n 组集中荷载 $P_j(t)$ 以不同速度 v_j 移动的情况, 则梁的振动位移为:

$$y(x, t) = \frac{2}{mL} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{1}{\omega_i} \sin \frac{i\pi x}{L} \sum_{j=1}^n \int_0^t P_j(\tau) \sin \frac{i\pi v_j \tau}{L}$$

收稿日期: 2008-05-20; 修订日期: 2008-07-11

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50778178)

作者简介: 黄娟(1977-), 女, 湖北荆州人, 中南大学博士研究生, 主要从事地下结构动力研究, E-mail: cshnhj2@163.com.

$$e^{-\xi\omega_i(t-\tau)} \sin\omega_D^i(t-\tau) d\tau \quad (6)$$

2 移动荷载作用下钢轨的振动

将列车荷载作用下的钢轨运动视为离散黏弹性点支撑的 Euler 梁在移动荷载作用下的振动^[3], 轨下支垫用一系列按轨枕间距排列的弹簧和阻尼器来模拟, 计算模型见图 1。

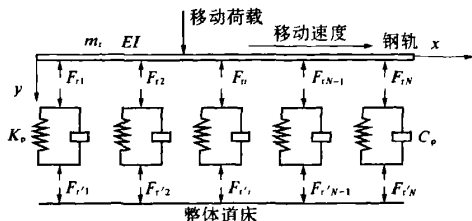


图1 离散黏弹性点支撑式钢轨计算模型

Fig.1 Model of rail with discrete viscoelastic support

根据上述 1 的推理, 钢轨在单个移动荷载下的运动可描述为:

$$EI_r \frac{\partial^4 y(x,t)}{\partial x^4} + m_r \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2} + c_r \frac{\partial y(x,t)}{\partial t} = \delta(x-vt)P(t) + \sum_{i=1}^N F_{ri}(t)\delta(x-x_i) \quad (7)$$

其中, $x_i = il_s$ ($i=1, 2, 3, \dots, N$)

式中: 下标 r 表示属于钢轨的材料性质; N 为计算范围内单根钢轨的支承数; l_s 为支承间距; F_{ri} 表示在 x_i 支承处的支反力。

3 列车荷载

列车荷载实际上是由一系列的轴重荷载和附加荷载组成。列车振动本质上是一个非平稳随机过程, 要得到列车荷载的统计特征和相关系数十分困难, 采用现行随机理论分析方法很不方便, 因此国外一般以准静态形式来考虑列车附加荷载^[4], 表达式为:

$$P_d = \phi P_s \quad (8)$$

$$\phi = 1 + \alpha v / 100 \quad (9)$$

式中: P_d 为考虑附加动载后的轮载; P_s 为静轮载; ϕ 为综合动载系数; α 为速度影响系数; v 为列车行驶速度。

设列车有 M 个车厢, 每节车厢有 4 组轮对, 如图 2 所示, 则列车产生的连续轴重可表示为:

$$P_M = \sum_{i=1}^M \{ P_{s11}\delta[x-x_{k1}(t)] + P_{s12}\delta[x-x_{k2}(t)] + P_{s13}\delta[x-x_{k3}(t)] + P_{s14}\delta[x-x_{k4}(t)] \} \quad (10)$$

式中: P_{s1i} , $x_{ki}(t)$ 分别是第 k 节车厢的第 i ($i=1, 2, 3, 4$) 组轮对的轴重和运动位置; $x_{ki}(t)$ 的具体表达式如下:

$$\begin{cases} x_{k1}(t) = x_0 + (k-1)L_0 + vt \\ x_{k2}(t) = x_0 + (k-1)L_0 + 2l_1 + vt \\ x_{k3}(t) = x_0 + (k-1)L_0 + 2l_c + vt \\ x_{k4}(t) = x_0 + (k-1)L_0 + 2(l_1 + l_c) + vt \end{cases} \quad (11)$$

式中: x_0 为第 1 节车厢第 1 组轮对的起始坐标; l_1 为转向架固定轴距之半; l_c 为车辆定距之半; L_0 是车厢长度(几何关系见图 2)。

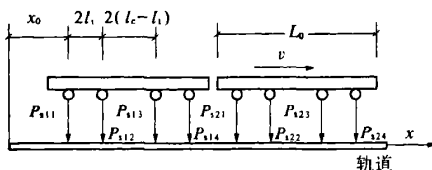


图2 列车轴重分布图

Fig.2 Profile of train wheel-axle loads

联合式(7)~式(11), 荷载列作用下的钢轨运动方程可表示为:

$$EI_r \frac{\partial^4 y(x,t)}{\partial x^4} + m_r \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2} + c_r \frac{\partial y(x,t)}{\partial t} = \sum_{i=1}^N F_{ri}(t)\delta(x-x_i) + \sum_{k=1}^M \phi \{ P_{s11}\delta[x-x_{k1}(t)] + P_{s12}\delta[x-x_{k2}(t)] + P_{s13}\delta[x-x_{k3}(t)] + P_{s14}\delta[x-x_{k4}(t)] \} \quad (12)$$

按照 Kelvin^[5] 地基假设, 将钢轨以下垫块的支撑作用用弹簧 K_p 和阻尼器 C_p 来代替, 道床的支撑作用以弹簧 K_b 和阻尼器 C_b 来代替。则:

$$y(x,t) = \left(\frac{1}{K_p + i\omega C_p} + \frac{1}{K_b + i\omega C_b} \right) F_{ri} \quad (13)$$

由式(12)、(13), 仿照 Euler 梁运动方程的求解过程求出钢轨竖向位移和轨下支反力, 再将此支反力作为外载作用在道床-隧道-围岩耦合体系上, 采用显式有限差分数值法便可得到体系的动力响应, 后一步是基于非线性显式分析程序完成的。

4 工程算例

笔者以武广客运专线上的单洞双线隧道段(DIK 1353+361~DIK 1353+406)为算例, 计算网格如图 3 所示。动载前的初始应力场直接影响着结构的动力响应, 所以在动力分析前, 首先进行原始地应力和开挖计算, 确定动力计算的初始静应力场, 然后在此应力场的基础上进行结构在移动荷载作用下的动力分析。

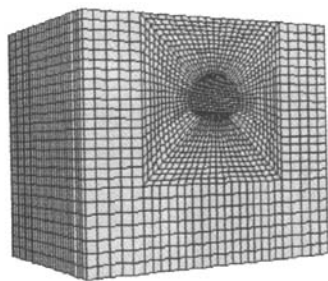


图3 计算模型
Fig.3 Calculating model

4.1 主要计算参数

边界条件:静力场计算采用固定边界,动力场计算采用静态边界以消除应力波反射误差。

材料模型:围岩体采用弹塑性 Mohr-Coullmb 本构模型,衬砌、道床等采用线弹性本构模型各主要力学参数如表 1 所示。

表 1 材料主要物理力学参数
Tab.1 Main parameters of materials

材料名称	弹性模量 E/MPa	泊松比 μ	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	内聚力 c/kPa	摩擦角 $\phi/(^{\circ})$
围岩	250	0.27	24	400	35
衬砌	3.25×104	0.2	23	—	—
板式道床	3×104	0.23	22	—	—
道床板下填充	2.55×104	0.23	21.5	—	—

轨道系统指标:钢轨为 T60 重型无缝钢轨,轨枕 1 760 根/km,相关计算参数如表 2 所示。

表 3 隧道结构各测点最大竖向位移
Tab.3 Maxim vertical displacement of tunnel lining

断面位置	计算点位置	160 km/h		250 km/h		350 km/h	
		最大值/mm	出现时刻/s	最大值/mm	出现时刻/s	最大值/mm	出现时刻/s
$D=25.6\text{ m}$	拱顶	0.015	0.66	0.008	0.38	-0.001	0.25
	左边墙底部	-0.050	0.70	-0.100	0.40	-0.160	0.28
	右边墙底部	-0.020	0.70	-0.080	0.40	-0.100	0.27
	仰拱	-0.150	0.77	-0.190	0.43	-0.260	0.22
$D=45\text{ m}$	拱顶	-0.023	1.06	-0.030	0.65	-0.030	0.45
	左边墙底部	-0.230	1.17	-0.250	0.68	-0.320	0.49
	右边墙底部	-0.200	1.17	-0.181	0.68	-0.250	0.49
	仰拱	-0.210	1.15	-0.240	0.70	-0.370	0.47

注:表中 D 表示计算断面到隧道段洞口的距离,下述 D 的含义同此。

4.2.2 隧道结构加速度

图 4 和图 5 分别给出了 $D=25.6\text{ m}$ 断面仰拱和左边墙底部在不同行车速度下的加速度时程曲线。图 6 给出了 $D=45\text{ m}$ 断面仰拱在不同行车速度下的加速度时程曲线。计算结果表明:仰拱和左边墙底部加速度较大;最大加速度一般发生在轮对经过测点后的某个时刻,略滞后于经过时刻点,万方数据

列车车辆参数:车辆计算参数按照我国高速动力机车取定,轴重为 20 t,速度影响系数 α 取为 0.3,转向架固定轴距之半 l_1 为 1.5 m,车辆定距之半 l_2 为 5.73 m。综合各方面因素,实际计算中仅考虑一个转向架在隧道段左线移动的情况。

表 2 轨道计算参数
Tab.2 Parameters of track

参数名称	数 值
钢轨抗弯刚度 $(EI)/(N\cdot m^2)$	6.62×10^9
钢轨单位长度质量 $(m_r)/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-1})$	60
支承弹性 $(K_p)/(N\cdot m^{-1})$	4×10^7
支承阻尼 $(C_p)/(N\cdot s\cdot m^{-1})$	1.24×10^5
道床刚度 $(K_b)/(N\cdot m^{-1})$	1.7×10^8
道床阻尼 $(C_b)/(N\cdot s\cdot m^{-1})$	2.5×10^5

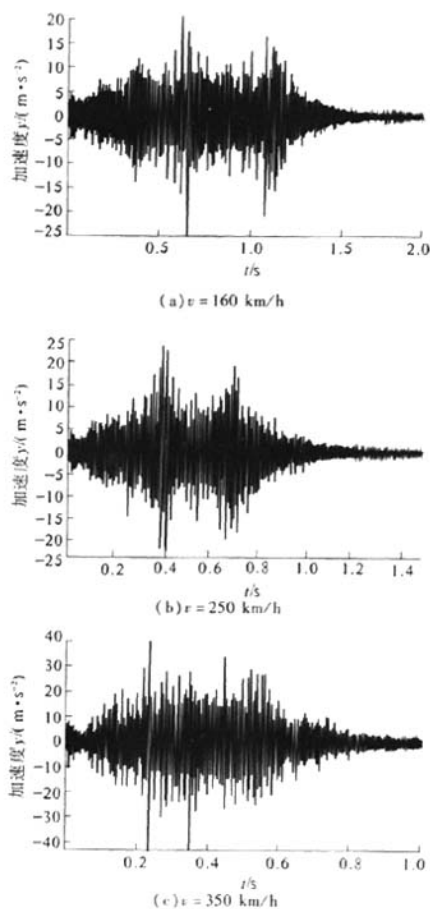
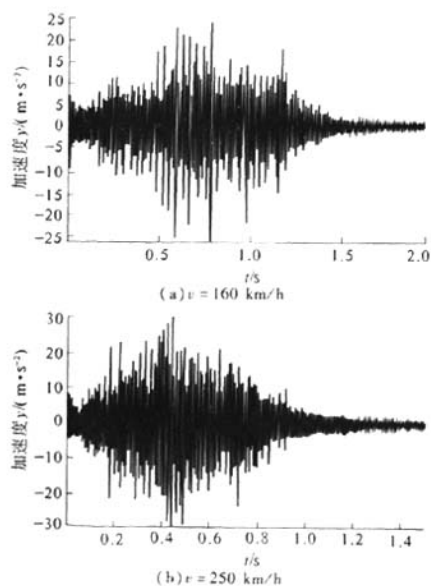
4.2 计算结果与分析

分别对车速为 160 km/h、250 km/h、350 km/h 的 3 种情况进行了动力分析,主要结果如下。

4.2.1 竖向位移

隧道衬砌各点最大竖向位移见表 3。计算结果表明,3 种情况下的竖向位移变化趋势基本相同:由于惯性作用,位移值上下波动;在轮对经过测点后的某个时刻,测点位移值达到最大,随后随着荷载的远离而逐渐减小,并最终驱于一稳定值;各测点位移大致和测点与加载位置之间的距离有关,其中拱顶的竖向位移很小,仰拱和左边墙位移值变化相对较大;竖向位移值随着行车速度的提高而不断增大。

这与现场测试所得规律是一致的^[6-7];列车行驶速度对加速度影响较明显,250 km/h 时的加速度与 160 km/h 时的加速度相比增加了 20% 左右,350 km/h 时的加速度与 250 km/h 时的加速度相比增加了 40% 左右,这说明结构在高速行车条件下的动力响应要比中速行车条件下的动力响应大。

图4 不同车速下仰拱加速度时程曲线($D = 26.5$ m)Fig.4 Acceleration history of invert at different speed($D = 26.5$ m)图5 不同车速下左边墙加速度时程曲线($D = 26.5$ m)Fig.5 Acceleration history of left side wall at different speed($D = 26.5$ m)

4.2.3 隧道结构应力

列车荷载作用下, $D = 26.5$ m 断面处的结构有效应力见表4,仰拱在350 km/h 车速下的主应力时程曲线见图6.

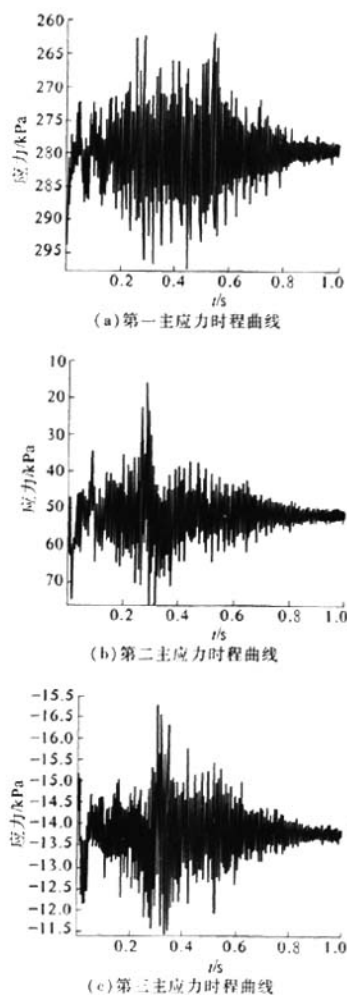
图6 仰拱主应力时程曲线($D = 25.6$ m)Fig.6 History of principal stress of invert($D = 25.6$ m)

表4 各计算点的有效应力($D=26.5\text{ m}$)

Tab.4 Efficient stress of tunnel lining kPa

计算点位置	160 km/h	250 km/h	350 km/h
拱顶	128.4	124.3	122.7
左边墙中部	549.9	556.3	559.1
右边墙中部	513.5	548.2	552.9
左边墙底部	916.5	921.4	927.6
右边墙底部	918.9	922.0	923.8
仰拱	229.6	279.1	401.2

从表4可以看出,高应力水平区主要集中在边墙和仰拱上,拱顶受力相对较小;其中仰拱的动应力对行车速度最为敏感,250 km/h时的动应力与160 km/h时的动应力相比增大了21%左右,350 km/h时的动应力与250 km/h时的动应力相比增大了44%左右。

图6的结果表明,结构仰拱的最大拉应力比最大压应力大,说明结构破坏受抗拉控制,但结构最大拉应力小于结构的抗拉强度,瞬间的列车荷载不足以危及结构的稳定安全。

5 结论

(1)结构最大动力响应发生在轮对经过测点后的某个时刻,略滞后于经过时刻点。

(2)仰拱和边墙加速度较大,并随着车速的提高而增大,250 km/h和350 km/h时的加速度与160 km/h时的加速度比值分别可达1.2和

2.5,这说明结构在高速行车条件下的动力响应要比中速行车条件下的动力响应大。

(3)高应力水平区主要集中在仰拱和边墙上,拱顶受力相对较小;其中仰拱的动应力对行车速度最为敏感,因此在进行结构动力设计时,要特别关注这些薄弱部位。

(4)列车荷载作用下,结构最大拉应力比最大压应力大,结构破坏主要受抗拉强度控制,。

参考文献:

- [1] CLOUGH R W, PENZIEN J. Dynamics of structures [M]. New York: McGraw-Hill Book Company, 1979.
- [2] 汤姆逊 W T. 振动理论及其应用[M]. 北京:煤炭工业出版社,1980.
- [3] 翟婉明. 车辆-轨道耦合动力学[M]. 第2版. 北京:中国铁道出版社,2002.
- [4] 雷震宇. 高速铁路路基基床动力特性的研究[R]. 上海:同济大学,2003:14-22.
- [5] KALKER J J. Discretely supported rails subjected to transient loads[J]. Vehicle System Dynamics, 1996, 25:81-88.
- [6] 彭立敏,覃长炳. 铁路隧道基底病害整治现场试验研究[J]. 中国铁道科学,2005,26(2):39-43.
- [7] 彭立敏,覃长炳. 贵州多雨地区铁路路基隧道铺底病害整治综合技术研究 I [R]. 长沙:中南大学,2002:218-227.

Dynamic Responses of Railway Tunnels under High-speed Moving Loads

HUANG Juan, PENG Li-min, CHEN Song-jie

(School of Civil Engineering and Architecture, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: In this paper, a method considering space-time effect to deal with moving loads has been obtained from the forced vibration differential equations of beams. And on the basis of the static stress states after construction, dynamic responsees of railway tunnels under high-speed moving loads have been analyzed. The calculation results show that the maxim dynamic responses of tunnels appear later than the time when the moving loads arrive; and the vertical displacement, acceleration and dynamic stress increase with load velocity. Especially, the dynamic stresses of inverters are affected furthest by load velocity. In addition, inverters and side walls are the dangerous position where high stresses exist and under the conditon of moving loads, the safety of tunnel linings is mainly controlled by their tensile strength.

Key words: railway tunnel; dynamic response; moving load; high-speed;