

# 城市硬岩下地铁隧道管片壁后注浆隔振优化分析

郭海坡<sup>1</sup>,文毅然<sup>2</sup>,杨为民<sup>2\*</sup>,丁万涛<sup>2</sup>

(1.中铁发展投资有限公司,山东 青岛 266041; 2.山东大学齐鲁交通学院,山东 济南 250002)

**摘要:**为了研究硬岩地层叠落隧道管片壁后注浆隔振处理措施,并为隔振材料研究提供基础。结合工程实际,将注浆隔振等效为注浆阻尼,采用有限元模拟分析法,研究隧道管片壁后注浆层不同阻尼比对地铁列车振动荷载的隔振效果影响。研究结果表明:当注浆层阻尼比从0.05增大到0.50,隧道结构上的最大竖向加速度变化率达到14.6%,周边岩土体的变化率达到了60.3%;由于加速度随阻尼比改变的变化率逐步降低,当阻尼比到达0.50时,此改变效果已经达到影响极限的80%,故可以将注浆层阻尼比控制在0.50以内,以达到最大的优化效率及经济效益。

**关键词:**振动荷载;硬岩地层;叠落隧道;阻尼改变;注浆层;隔振

中图分类号:TU921

文献标志码:A

引用格式:郭海坡,文毅然,杨为民,等.城市硬岩下地铁隧道管片壁后注浆隔振优化分析[J].山东大学学报(工学版),2024,54(4):95-105.

GUO Haipo, WEN Yiran, YANG Weimin, et al. Optimization analysis of grouting vibration isolation behind subway tunnel segments under urban hard rock[J]. Journal of Shandong University (Engineering Science), 2024, 54(4):95-105.

## Optimization analysis of grouting vibration isolation behind subway tunnel segments under urban hard rock

GUO Haipo<sup>1</sup>, WEN Yiran<sup>2</sup>, YANG Weimin<sup>2\*</sup>, DING Wantao<sup>2</sup>

(1. China Railway Development Investment Co., Ltd., Qingdao 266041, Shandong, China; 2. School of Qilu Transportation, Shandong University, Jinan 250002, Shandong, China)

**Abstract:** In order to study the treatment measures of vibration isolation after grouting in hard rock strata stacked tunnel segment wall and provide the basis for the research of vibration isolation materials. Utilizing the finite element simulation analysis method, we investigated the influence of varying damping values of the grouting layer behind the tunnel segment wall on mitigating the vibration effects caused by subway train movement. The findings revealed that as the damping ratio of the grouting layer escalated from 0.05 to 0.50, the maximum vertical acceleration change rate on the tunnel structure registered at 14.6%, with a corresponding 60.3% alteration in the surrounding rock and soil. The acceleration change rate diminished progressively with increasing damping ratio; When the damping ratio attains 0.50, this alteration effect had already achieved 80% of its potential impact. Maintaining the damping ratio for the grouting layer below 0.50 was advocated to optimize efficiency and economic viability.

**Keywords:** vibration load; hard rock formation; overlapping tunnel; damping change; grouting layer; vibration mitigation

## 0 引言

随着国家大力推进地下空间的发展,城市地铁列车已经成为居民日常便捷出行的首选<sup>[1]</sup>,考虑乘客出行目的及城市规划,部分列车将穿越城市繁华区域。随着地下交通线路数量的增多,浅层地下空

间变得愈发狭小,立体化的交通结构已成为发展的趋势<sup>[2-3]</sup>。当列车穿越建筑物下的硬岩地层时,由于岩石良好的振动传导性,列车自身产生的振动荷载极易通过隧道周边硬岩,对周边的软土地层产生较大的动力响应,进而影响邻近的地下结构或者地表建(构)筑物,给隧道周边带来安全隐患,其在地表产生的强烈震感也会影响居民的生活<sup>[4-5]</sup>。

收稿日期:2024-01-31

基金项目:国家自然科学基金资助项目(52278403)

第一作者简介:郭海坡(1978—),男,高级工程师,硕士,主要研究方向为隧道及地下工程。E-mail:ghpandlff@123.com

\*通信作者简介:杨为民(1979—),男,教授,博士生导师,博士,主要研究方向为隧道及地下工程。E-mail:weimin.yang@sdu.edu.cn

准确评估列车振动的传播和影响是研究振动荷载的关键。目前大量学者针对钢轨接缝、轨道不平顺性、列车速度等外部影响因素开展了研究。文献[6]基于北京地铁的现场实测,得到了列车荷载的运动微分方程;文献[7]用人工数定激振模拟列车振动荷载,并得到对应的激振力函数表达式。目前针对高速列车对单孔隧道结构及周边土体产生的动力响应问题,已经有了较为深入的研究。文献[8]计算了振动荷载对饱和软黏土地区隧道上方地表沉降的影响,论证了有限元分析在振动荷载问题中的可靠性;文献[9-10]将频率响应函数和峰值振动加速度作为振动的评价指标,研究了马蹄形隧道主体结构动力响应特性;文献[11]采用激振函数模拟高速列车竖向振动荷载,研究了不同断面形式、车速和土层阻尼比系数对振动效果的影响。相较于单孔隧道,多孔隧道中列车产生的振动荷载传播情况更加复杂,目前针对该种情况动力响应分析仍较为匮乏。文献[12]基于实际工程,探究了砂土地层中隧道结构在运营期内出现的长期沉降变形规律;文献[13]以某叠落隧道为工程背景,研究叠落隧道在上跨隧道受到列车动荷载作用下,隧道动力响应变化规律。

基于上述列车振动荷载响应研究,列车振动荷载的隔振方法研究也在逐步开展。文献[14]建立了隧道-隔振沟槽-土体的三维有限元模型,研究了废弃橡胶轮胎在不同因素的影响下,对振动荷载的隔振效果;文献[15]以地铁振动传播路径的隔振屏障为研究对象,探索隔振沟、隔振墙与隔振桩的低频隔振效果和规律;文献[16]分析了波阻块对地铁荷载引发低频振动的隔振效果,论证了波阻块具有比其他措施更好的隔振效果。

考虑到城市地下空间多为硬岩地层,且硬岩地层无法有效吸收激振波动中的能量,使得振动在地层中较易传播;又由于城市地下空间较为狭窄,多孔叠落隧道已经无法避免,并且在隧道周边设置隔振沟槽的隔振方式并不适用于该种情况,故迫切需要一种较为便捷的隔振方法适应新的建设需要。本研究依托某工程硬岩地层正叠落隧道,将管片壁厚注浆的过程纳入隔振的优化范围。利用有限元软件建立地层-注浆层加固区-隧道三维模型,分析注浆加固区域不同的阻尼比对隧道结构、周边岩土体以及地表区域的影响,为后期注浆层隔振材料的研发提供依据。

## 1 工程概况

该硬岩地层城市轨道交通工程设计为上下重叠隧道形式,其中上线隧道拱顶埋深 15.3 m,下线隧道拱顶埋深 26.6 m,两隧道净距为 5.3 m,且始终保持不变。隧道区间为泥水盾构区间,采用泥水加压平衡式盾构机,在隧道掘进过程中,先施工较靠下的右线,再施工其上方的左线,结构外径为 6.0 m,结构内径为 5.4 m,管片厚度为 0.3 m。根据钻孔揭露和室内土工试验结果,本工程场地所揭露的地层均为第四纪地层。地基土分布不均匀,性质变化较大。表层由杂填土组成,上部地基土主要由粉质黏土组成,下部主要由中风化闪长岩地层夹厚薄不均的黏性土组成,其地质剖面图如图 1 所示。对于盾构隧道而言,主要穿越图中 2-4 中风化闪长岩地层,但由于硬岩良好的振动传导性,该列车运行时同样会影响周边的细砂层以及粉质黏土层。

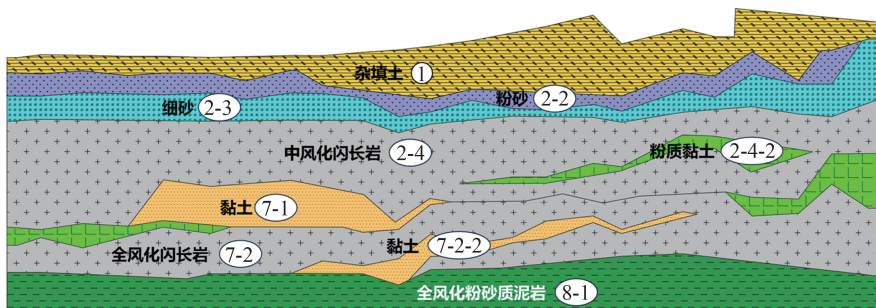


图 1 工程断面地质剖面图

Fig.1 Engineering section geological profile

## 2 数值模型建立

为了充分考虑高速列车在硬岩地层叠落隧道

中的动力响应,本研究基于 MIDAS GTS NX 有限元分析软件,建立列车运营时的数值模型,并对某断面列车行驶前后的道床、隧道结构、地表等测点的位移和加速度响应进行监测与分析。

### 2.1 网格划分及边界条件

为避免模型边界效应的影响,模型边界范围应大于隧道直径的3倍,因此建立了一个长200 m、宽100 m、高65 m的长方体作为土层模型,其内隧道按照实际工程取直径为6 m、注浆层为0.2 m,如图2所示。依据现场实际的土层取均匀厚度。模型底面固定3个方向的位移,模型左、右、前、后表面施加自由场边界,以减少边界处振动波的反射效应,模型中的地表区域设定为完全自由面,计算过程不考虑地下水的渗流影响。有限元单元采用六边形单元,共划分143 267个节点,232 071个单元。

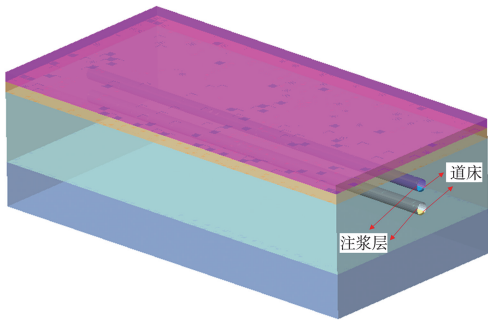


图2 叠落段区间隧道详细模型图

Fig.2 Detailed model of overlapping section tunnel

表1 计算模型所用土体、衬砌及结构材料参数表

Table 1 Soil, lining and structural material parameters used in the calculation model

土层名称	厚度/m	天然密度/(10 <sup>3</sup> kg·m <sup>-3</sup> )	弹性模量/MPa	泊松比	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)
填土	4.5	2.06	2.88	0.20	34.81	15.8
粉质黏土	5.0	1.97	9.00	0.30	15.50	22.0
中风化闪长岩	34.0	2.79	24 100.00	0.22	450.00	45.0
全风化粉砂质泥岩	21.5	2.11	462.00	0.40	25.00	35.0
注浆层	0.2	2.04	150.00	0.20		
C40 道床		2.55	32 500.00	0.20		
C50 管片		2.55	34 500.00	0.20		

### 2.3 阻尼设置

为正常模拟列车振动在地层中的传播以及能量耗散,确保数值模拟结果的可靠性,该地层阻尼设置将使用 Rayleigh 阻尼<sup>[18]</sup>,其阻尼的矩阵计算公式为:

$$C = \alpha M + \beta K, \quad (1)$$

式中,C为阻尼矩阵,M为质量矩阵,K为刚度矩阵, $\alpha$ 为质量比例系数, $\beta$ 为刚度比例系数。 $\alpha$ 和 $\beta$ 可由模型自振频率以及相应的阻尼比确定,计算公式为:

$$\alpha = \frac{2\omega_{si}\omega_{sj}(\xi_i\omega_{si} - \xi_j\omega_{sj})}{\omega_{sj}^2 - \omega_{si}^2}, \quad (2)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_i\omega_{sj} - \xi_j\omega_{si})}{\omega_{sj}^2 - \omega_{si}^2}, \quad (3)$$

式中: $\omega_{si}$ 、 $\omega_{sj}$ 为振动系统第*i*阶和第*j*阶振型的固有

### 2.2 结构参数

模型中的岩、土体地层采用摩尔-库伦本构模型,选用三维实体单元模拟。模型中包含2条叠落隧道,隧道位于中风化闪长岩地层,覆盖层从上到下依次为①填土层、②粉质黏土层、③中风化闪长岩层、④全风化粉砂质泥岩层,如图1所示。隧道之间净距为5 m,隧道管片采用二维板单元进行模拟。

为了简化数值模拟仿真过程,提高模型计算效率,隧道中的道床和注浆层均设置为弹性实体单元。又由于道床和注浆层均采用高性能的混凝土材料,列车行驶时产生的荷载与变形均在材料的线弹性范围内,将材料简化为线弹性材料能够简化对结果的分析 and 解释,在本次数值模拟中是合理的<sup>[17]</sup>。但这种模拟方法具有局限性,受限于材料本身的弹塑性性质,模拟无法真实反映长期循环荷载下结构的疲劳和累积损伤,故随着分析的深入,应考虑更加复杂的弹塑性模型,以确保对结构性能完整、准确地预测。计算模型所用土体、衬砌及结构材料参数如表1所示。

频率,rad/s; $\xi_i$ 、 $\xi_j$ 为第*i*阶和第*j*阶振型所对应的阻尼比,在本模型中所有地层阻尼比均取0.05<sup>[19]</sup>。

为确定模型自振频率,特将该模型进行线性振动程序的频率分析,提取出质量占比最大的前2阶振型及其对应的自振频率,可以得到 $\omega_{si} = 1.1763$  rad/s、 $\omega_{sj} = 1.1757$  rad/s,带入式(2)(3)即可得到该模型地层 Rayleigh 阻尼质量比例系数 $\alpha = 0.267$ ,刚度比例系数 $\beta = 0.009$ 。

### 2.4 振动荷载施加

#### 2.4.1 单边车轮荷载

地铁列车振动荷载主要受到车辆自重、车轮及轨道不平顺性等因素的影响,可由一个激振力函数<sup>[20]</sup>控制,其表达式为:

$$F(t) = P_0 + P_1 \sin(\omega_1 t) + P_2 \sin(\omega_2 t) + P_3 \sin(\omega_3 t), \quad (4)$$

式中: $P_0$ 为单边车轮轴向静载,N; $P_1$ 、 $P_2$ 、 $P_3$ 分别为行车平顺性、作用到线路上的动力附加荷载以及轨道波形磨损这3种控制条件下列车振动荷载最大幅值,N; $\omega_i$ 为列车运行速度为 $v$ 时对应的不平顺振动波长的圆频率, $s^{-1}$ ; $t$ 为时间,s。

其中,3种条件下的列车振动荷载幅值

$$P_i = M_0 \alpha_i \omega_i^2, \quad (5)$$

式中: $M_0$ 为列车簧下质量,kg; $\alpha_i$ 为各控制条件下的典型矢高,m; $v$ 为列车的行进速度,km/h; $L_i$ 为各控制条件下的典型波长,m; $\omega_i = 2\pi v/L_i$ 。 $L_i$ 以及 $\alpha_i$ 均由表2<sup>[11]</sup>控制。

根据文献[21],本工程地铁列车采用国家标准

B2型列车,共6节车厢,前后3节车厢对称排布,其编组如图3所示。

表2 轨道不平顺性管理值  
Table 2 Track irregularity management value

控制条件	$L_i/m$	$\alpha_i/mm$
行车平顺性( $i=1$ )	50.00	16.000
	20.00	9.000
	10.00	4.000
	5.00	2.500
作用到线路上的动力附加荷载( $i=2$ )	2.00	0.500
	1.00	0.300
轨道波形磨损( $i=3$ )	0.50	0.080
	0.05	0.005

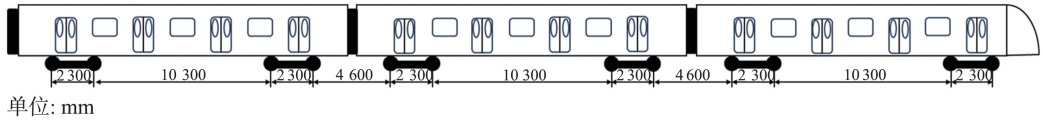


图3 地铁列车编组示意图  
Fig.3 Subway train formation diagram

其中车辆最大轴质量约为14 t,取单边车轮轴向静载 $P_0 = 70 \text{ kN}$ ,列车簧下质量 $M_0 = 750 \text{ kg}$ 。按照常规轨道几何不平顺波长与矢高的规定值,在表2中选取各不平顺条件下的波长和矢高分别为: $L_1 = 10.00 \text{ m}$ ,  $\alpha_1 = 4.00 \text{ mm}$ ,  $L_2 = 2.00 \text{ m}$ ,  $\alpha_2 = 0.500 \text{ mm}$ ,  $L_3 = 0.50 \text{ m}$ ,  $\alpha_3 = 0.080 \text{ mm}$ <sup>[22]</sup>,考虑列车在 $v = 120 \text{ km/h}$ 下高速运行,代入式(4)(5)可以得到列车单边动荷载函数为:

$$F_{120}(t) = 70\,000 + 1\,317 \sin(6.67\pi t) + 4\,112 \sin(33.33\pi t) + 10\,527 \sin(133.33\pi t), \quad (6)$$

其动荷载时程曲线如图4所示。

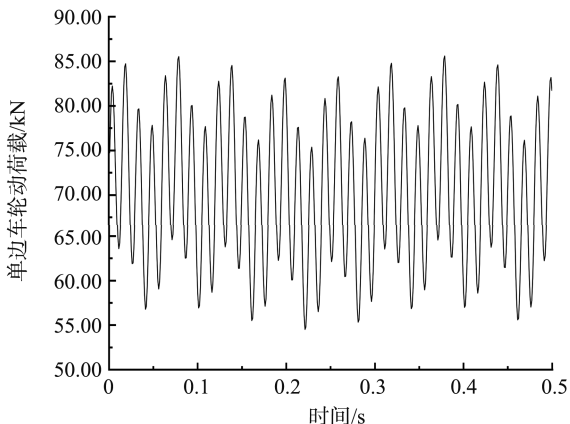


图4 单边车轮动荷载时程曲线

Fig.4 Time history curve of single side wheel dynamic load

### 2.4.2 列车振动荷载

列车运行时产生的轮、轨相互作用力,经离散

分布的扣件及轨枕传递至道床结构。由于轮轨力随时间、空间变化,道床振动反力亦随着列车轮、轨相互作用力的移动而不断变化,相邻加载点荷载初始值存在一个时间间隔 $\Delta t$ <sup>[23]</sup>,该时间间隔由两相邻加载点间距 $s$ 和列车运行速度 $v$ 确定,相应的表达式为:

$$\Delta t = \Delta s/v. \quad (7)$$

在数值分析时,为模拟出列车荷载的移动性,可将荷载转化为道床中心处某点的作用时程,相邻点荷载初始作用时间,在前一个荷载初始作用时间的基础上增加 $\Delta t$ ,如图5所示。

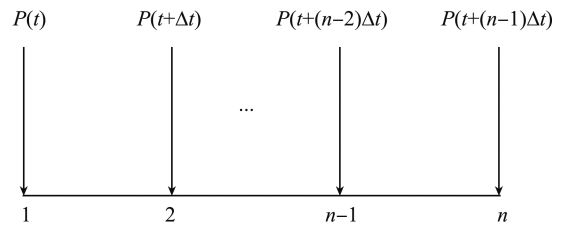


图5 列车动荷载施加模拟图  
Fig.5 Simulation diagram of train dynamic load application

由图4可知,单边车轮动荷载总在70.00 kN上下振动,计算该时程曲线0.5 s内平均动荷载为70.18 kN,故设置列车振动荷载时,可将单边车轮动荷载简化固定为70.18 kN。结合如图3所示的车轮之间轴向距离,即可按照此激振力函数对模型施加列车振动荷载,该模型中心位置测点列车振动荷载时程曲线如图6所示。

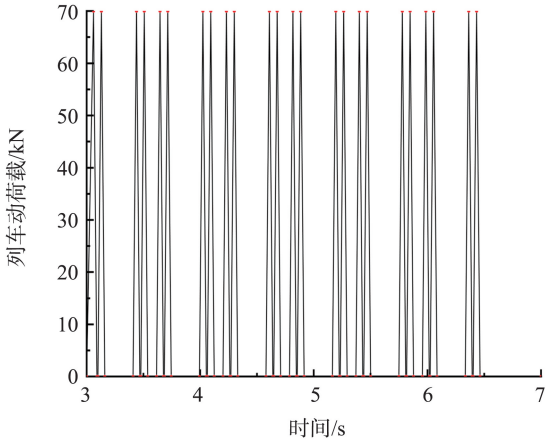


图6 模型中心列车动荷载时程曲线

Fig.6 Model center train dynamic load time history curve

### 2.5 列车运动数值模拟

由于列车振动荷载是一种随着时间变化的荷载,且振动烈度通常保持为小振或中振,在该种振动作用下,周边地层以及隧道结构仍然处于弹性变形阶段,故常使用直接积分法对该问题进行理论求解,且在具体应用中,直接积分法在数值模拟领域是目前最准确的一种动力时程分析方法。

首先,根据模型自身结构,计算模型自身振动系数,设置土层的阻尼参数;其次,在上下两线隧道中的道床上,依据标准地铁列车的配置施加列车运动荷载;最后,选用直接积分法中的 Wilson- $\theta$  积分法对该列车运动荷载进行动力时程分析,从而求解出叠落隧道中列车动荷载对隧道结构及周边岩土体的位移、速度、加速度随时间的变化关系。

研究最后一步动荷载直接积分法的具体求解步骤如下。

(1) 解得总刚度矩阵  $\mathbf{K}$  以及总质量矩阵  $\mathbf{M}$ , 从而计算出总阻尼矩阵  $\mathbf{C}$ , 如式(1)所示。

(2) 形成初始的位移方程  $\{\delta(0)\}$ , 初始速度方程  $\{\dot{\delta}(0)\}$ , 并计算初始加速度方程  $\{\ddot{\delta}(0)\}$ 。

(3) 根据实际情况,选取合理的时间步长  $\Delta t$  以及  $\theta$  (一般取值  $\theta=1.4$ ), 计算积分常数:

$$\alpha_0 = \frac{6}{(\theta\Delta t)^2}, \alpha_1 = \frac{3}{\theta\Delta t}, \alpha_2 = 2\alpha_1, \alpha_3 = \frac{\theta\Delta t}{2},$$

$$\alpha_4 = \frac{\alpha_0}{\theta}, \alpha_5 = -\frac{\alpha_2}{\theta}, \alpha_6 = 1 - \frac{3}{\theta}, \alpha_7 = \frac{\Delta t}{2}, \alpha_8 = \frac{1}{6}\Delta t^2.$$

(8)

(4) 形成有效刚度矩阵:

$$\hat{\mathbf{K}} = \mathbf{K} + \alpha_0 \mathbf{M} + \alpha_1 \mathbf{C}. \quad (9)$$

(5) 对有效刚度矩阵  $\hat{\mathbf{K}}$  进行三角分解:

$$\hat{\mathbf{K}} = \mathbf{L}^T \mathbf{D} \mathbf{L}. \quad (10)$$

(6) 对每一步时间步长循环计算,由此可得到  $t+\theta\Delta t$  时刻的有效荷载向量以及位移向量:

$$\hat{\mathbf{F}}(t+\theta\Delta t) = \mathbf{F}(t) + \theta[\mathbf{F}(t+\theta\Delta t) - \mathbf{F}(t)] + \mathbf{M}[\alpha_0 \ddot{\delta}(t) + \alpha_2 \dot{\delta}(t) + 2\ddot{\delta}(t)] + \mathbf{C}[\alpha_1 \dot{\delta}(t) + 2\dot{\delta}(t) + \alpha_3 \ddot{\delta}(t)], \quad (11)$$

$$\hat{\mathbf{K}}\delta(t+\theta\Delta t) = \hat{\mathbf{F}}(t+\theta\Delta t). \quad (12)$$

(7) 最终得到所需要的  $t+\Delta t$  时刻的加速度、速度和位移向量:

$$\ddot{\delta}(t+\Delta t) = \alpha_4[\delta(t+\theta\Delta t) - \delta(t)] + \alpha_5 \dot{\delta}(t) + \alpha_6 \ddot{\delta}(t), \quad (13)$$

$$\dot{\delta}(t+\Delta t) = \dot{\delta}(t) + \alpha_7[\ddot{\delta}(t+\Delta t) + \ddot{\delta}(t)], \quad (14)$$

$$\delta(t+\Delta t) = \delta(t) + \Delta t \dot{\delta}(t) + \alpha_8[\ddot{\delta}(t+\Delta t) + 2\ddot{\delta}(t)]. \quad (15)$$

为了研究注浆层不同阻尼比对隔振效果的影响,本研究针对注浆层阻尼比建立不同的工况,对比分析不同注浆层阻尼比的情况下,隧道结构、周边岩土体及地表土体在列车振动荷载下的动力响应,各个工况阻尼比分别设置为 0.05、0.10、0.20、0.30、0.40、0.50 共 6 组。

### 2.6 监测断面选取

在分析完全正叠落隧道段衬砌结构及周边土层的动力响应时,选取模型中间断面(1-1)进行监控量测,如图7(a)所示。每个断面上监测点布设相对位置如图7(b)所示,分别对每个断面上的衬砌拱顶(J4、J8)、拱腰(J3、J7)、拱脚(J2、J6)和道床(J1、J5)以及土层中地表(J10)、上线隧道上方土体(J9)、两隧道夹层岩体(J11)和下线隧道下方岩体(J12)的位移及加速度进行监测。

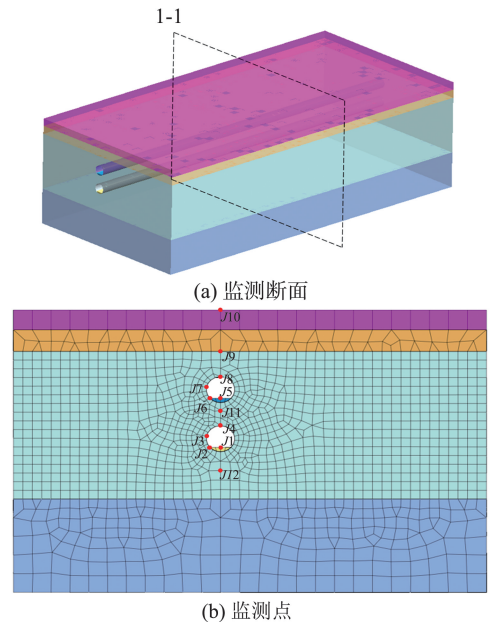


图7 叠落隧道数值模拟监测断面及测点示意图  
Fig.7 Schematic diagram of numerical simulation monitoring section and measuring point of overlapping tunnel

### 3 注浆层不同阻尼比下位移与加速度响应分析

#### 3.1 竖向位移

##### 3.1.1 隧道结构竖向位移随时间变化情况

1-1 断面隧道衬砌结构在注浆层阻尼比 0.05 ~ 0.50 情况下的位移时程曲线如图 8 所示。

由图 8 可以看出,不同阻尼比具有相似的位移变化规律,在出现最大竖向位移的时间段,道床处(J1、J5)位移最大,拱脚处(J2、J6)位移次之,拱腰处(J3、J7)位移较小,拱顶处(J4、J8)位移最小。由于两隧道均存在于硬岩之中,故在产生较大位移的道床与拱脚处,位移时程曲线不平顺,更加印证了硬岩地层隔振的重要性。随着测点逐步远离振动中心,其曲线平顺性也越发良好。

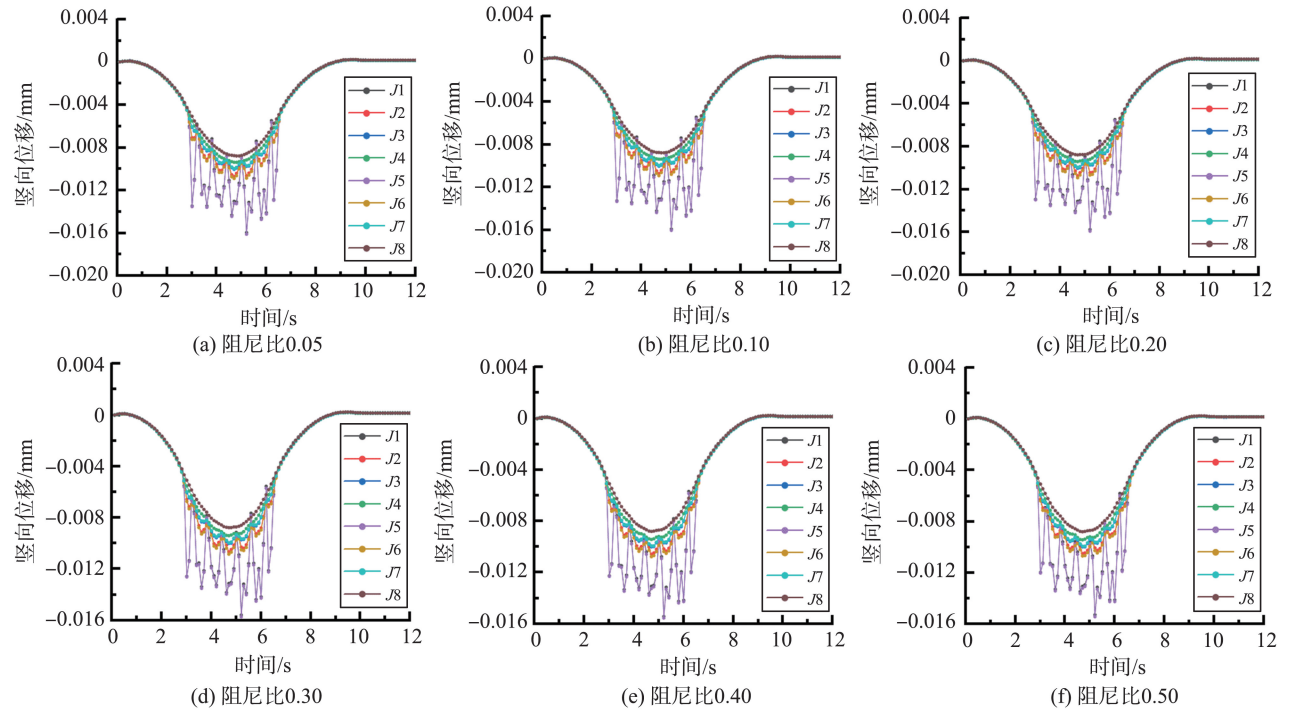


图 8 不同阻尼比下隧道结构测点竖向位移时程曲线

Fig.8 Vertical displacement time history curve of tunnel structure measuring point under different damping ratio 各个测点在产生最大竖向位移的时间段,其位移峰值如表 3 所示。

表 3 不同阻尼比下隧道结构测点峰值位移表

Table 3 Peak displacement table of tunnel structure measuring point under different damping ratio

阻尼比	位移/mm							
	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J7	J8
0.05	0.015 9	0.010 7	0.010 0	0.009 4	0.016 1	0.010 9	0.010 0	0.008 8
0.10	0.015 9	0.010 7	0.010 0	0.009 4	0.016 1	0.010 9	0.010 0	0.008 8
0.20	0.015 8	0.010 7	0.010 0	0.009 4	0.015 9	0.010 9	0.010 0	0.008 8
0.30	0.015 6	0.010 7	0.009 9	0.009 4	0.015 7	0.010 8	0.009 9	0.008 8
0.40	0.015 4	0.010 6	0.010 0	0.009 4	0.015 6	0.010 7	0.009 9	0.008 8
0.50	0.015 3	0.010 5	0.009 9	0.009 4	0.015 4	0.010 7	0.009 9	0.008 8

由表 3 可知,振动荷载所产生的位移变形较小,且随着注浆层阻尼比的逐渐增大,各个部位产生的竖向位移均略有减小,其中变化最大的上线隧道道床(J5)处竖向位移变化 0.000 7 mm。针对位移变化较大的测点 J1、J5,其竖向位移峰值随着阻尼比的变化曲线如图 9 所示。

由图 9 可知,两处测点竖向位移峰值随着注浆层阻尼比的改变基本呈线性下降趋势,阻尼比每增

大 0.10,其竖向位移降低约 0.000 15 mm,可见阻尼的改变对竖向位移的影响不显著。

由图 8 竖向位移时程曲线可以看出,最大竖向位移均出现在 4~6 s 内,故针对出现较大竖向位移的 J1、J5 测点,其在 4~6 s 内最大结构竖向位移与最小结构竖向位移之间的差,随着阻尼比变化曲线如图 10 所示,用以表征注浆层在改变阻尼比后的隔振效果。

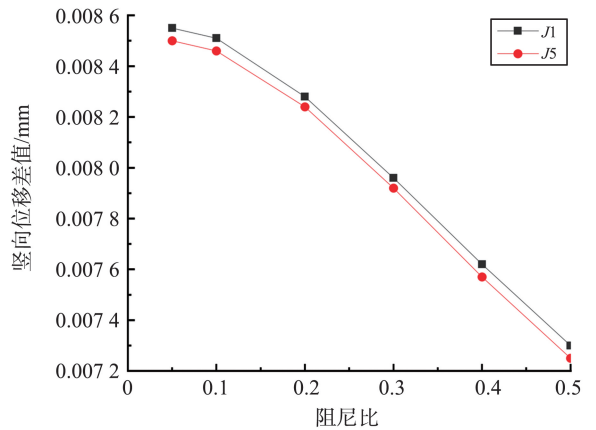
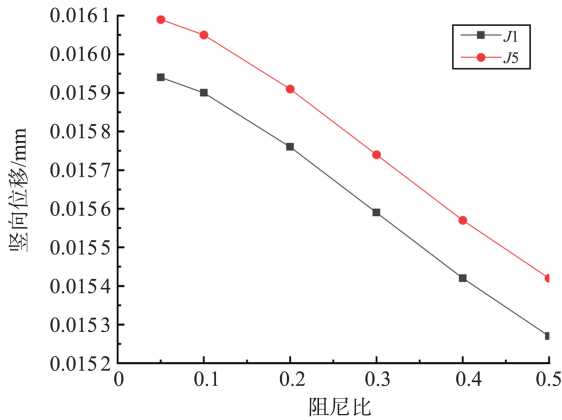


图9 道床测点竖向位移随注浆层阻尼比变化曲线  
Fig.9 Curve of vertical displacement of measuring point of ballast bed with damping ratio of grouting layer

图10 道床测点4~6 s内最大、最小位移差值变化曲线  
Fig.10 Curve of the maximum and minimum displacement difference in 4-6 s of the ballast bed measuring point

由图10可知,随着阻尼比的增大竖向位移差呈线性减小,这表明,随着注浆层阻尼比的增大,对振动能量的吸收效果越好,对结构竖向位移改变的阻碍性越强。

### 3.1.2 周边土体竖向位移随时间变化情况

1-1断面周边岩土体结构在0.05~0.50注浆层阻尼比的位移-时程曲线如图11所示。

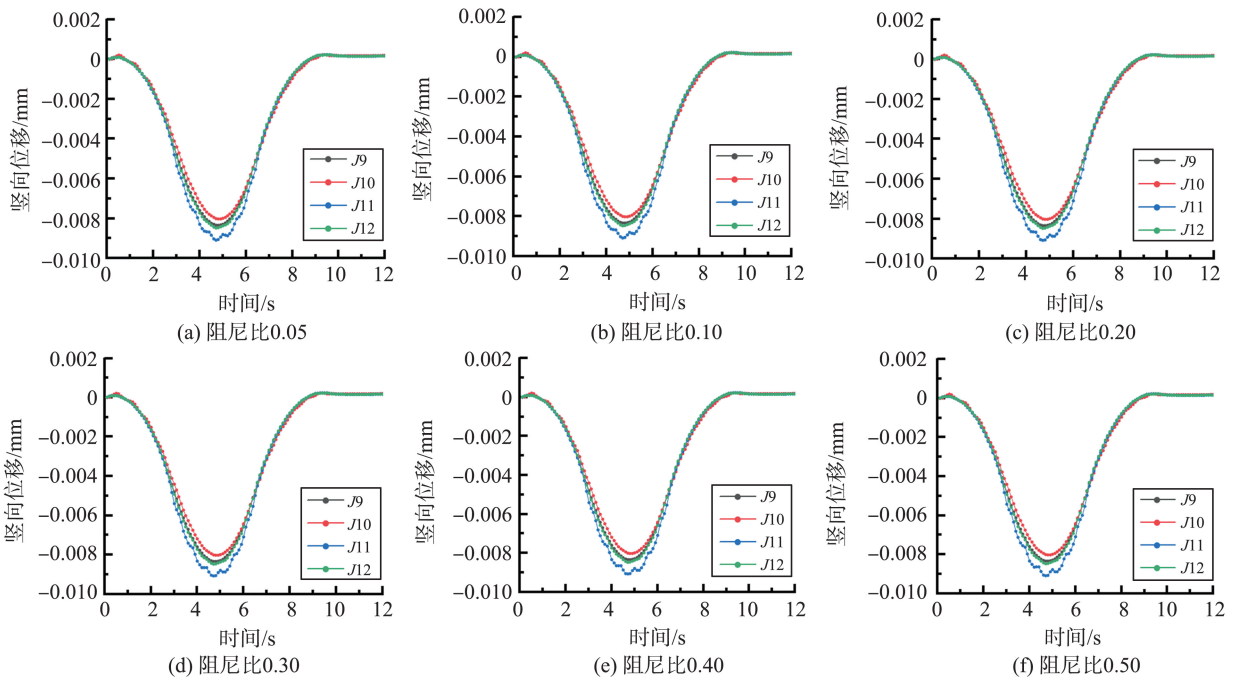


图11 不同阻尼比下周边岩土体测点竖向位移-时程曲线

Fig.11 Time history curve of vertical displacement of surrounding soil measuring point under different damping ratio

由图11可以看出,不同阻尼比具有相似的位移变化规律,在出现最大竖向位移时刻,两隧道夹层岩体(J11)处的竖向位移最大,下线隧道下方岩体(J12)处位移次之,上线隧道上方土体(J9)处位移较小,地表土体(J10)处位移最小,但各部分之间竖向位移差距不大。夹层岩体、上线岩体以及下线岩体离振动中心较近,地表土体离振动中心较远,但这4个测点的位移相差不大。

各个测点在产生最大竖向位移时刻的峰值位移如表4所示。

表4 不同阻尼比下周边岩土体测点峰值位移表  
Table 4 Table of peak displacement of measuring points of surrounding soil under different damping ratio

阻尼比	峰值位移/mm			
	J9	J10	J11	J12
0.05	0.008 2	0.008 0	0.008 9	0.008 3
0.10	0.008 2	0.008 0	0.008 9	0.008 3
0.20	0.008 2	0.008 0	0.008 8	0.008 2
0.30	0.008 1	0.008 0	0.008 8	0.008 2
0.40	0.008 0	0.007 9	0.008 8	0.008 2
0.50	0.008 0	0.007 9	0.008 7	0.008 1

由表4可以看出,随着注浆层阻尼比的增大,各部分位移略有减小,其中位移变化最大的仅为0.000 2 mm,在阻尼改变全过程峰值位移的变化率仅为2.2%,对比前文,振动荷载所造成的隧道周边岩土体的竖向位移要小于在隧道结构上的竖向位

移,且随着阻尼比的增大,其变化率更小。

### 3.2 竖向加速度

#### 3.2.1 隧道结构竖向加速度随时间变化的情况

1-1断面隧道衬砌结构在阻尼比为0.05~0.50的竖向加速度-时程曲线如图12所示。

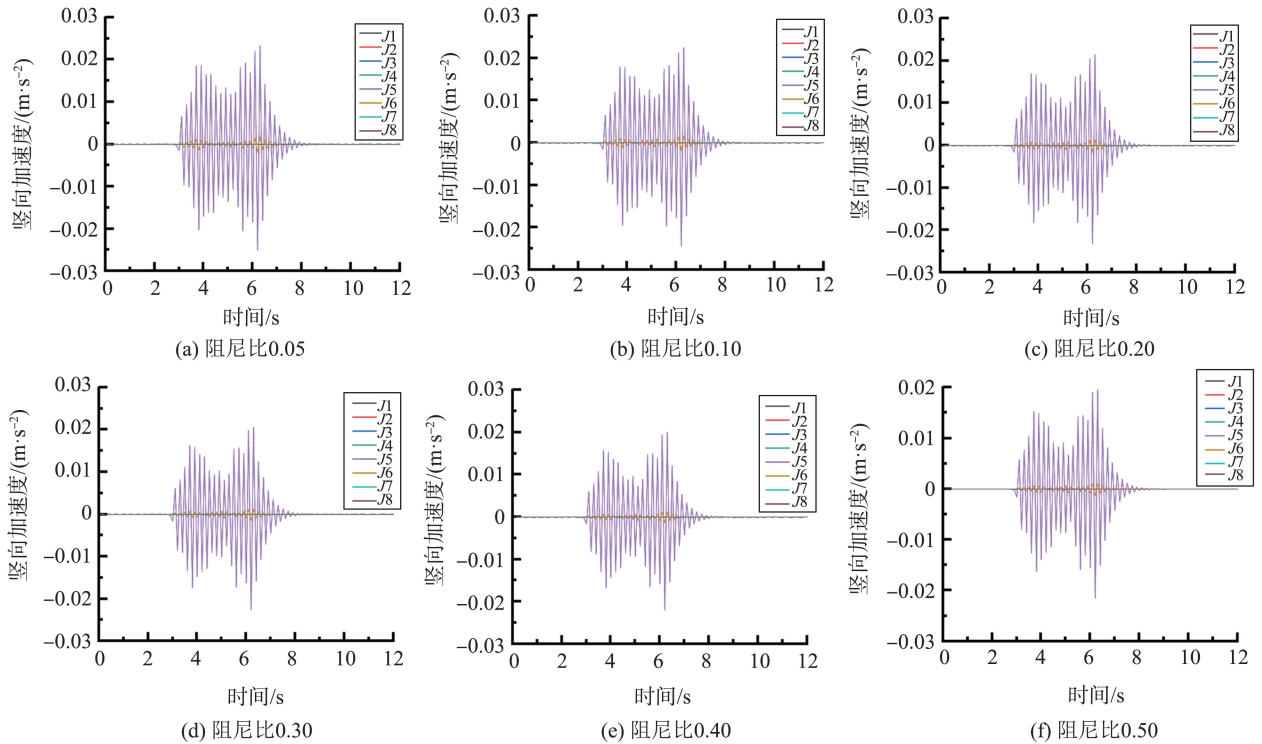


图12 不同阻尼比下隧道结构测点竖向加速度时程曲线

Fig.12 Time history curve of vertical acceleration of tunnel structure measuring point under different damping ratio

由图12可以看出,不同阻尼比条件下竖向加速度具有相似的规律,即为道床最大,拱脚次之,拱腰较小,拱顶最小。由于监测区域是在模型中间断面,此时列车完全进入隧道并持续平稳运行,在忽略模型边界效应对竖向加速度影响的情况下,仅有上线道床(J5)以及下线路道床(J1)的竖向加速度振幅较大,故在列车平稳运行时,只需要对各隧道道床进行加速度监测即可。由于上下线路道床处竖向加速度差值不大,故本研究仅针对各个情况下的上线道床竖向加速度情况进行分析。

J5测点最大加速度幅值随注浆层阻尼比变化的曲线如图13所示。由图13可知,当阻尼比从0.05增大到0.50时,竖向加速度幅值的变化率达到了14.6%。

由图13可以看出,随着阻尼比的增大,测点竖向加速度幅值呈下降趋势,且变化率逐渐减小。对数据拟合后发现,该曲线满足以e为底的幂函数的变化趋势,阻尼比增大,其对加速度的影响逐步降低,当阻尼比增大到0.50时,其对竖向加速度

的影响已经达到80%,故在对注浆层进行隔振优化时,将阻尼比设置在0.50以内具有最大的影响效应。

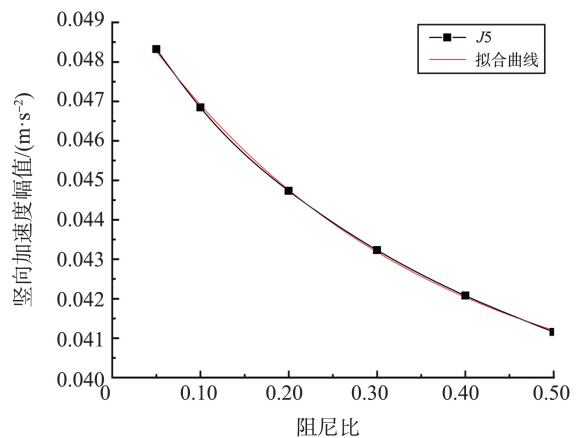


图13 J5测点最大加速度幅值随阻尼比变化曲线  
Fig.13 Maximum acceleration amplitude with damping ratio curve of J5

#### 3.2.2 周边土体竖向加速度随时间变化情况

1-1断面周边土体结构测点在阻尼比为0.05~0.50的竖向加速度-时程曲线如图14所示。

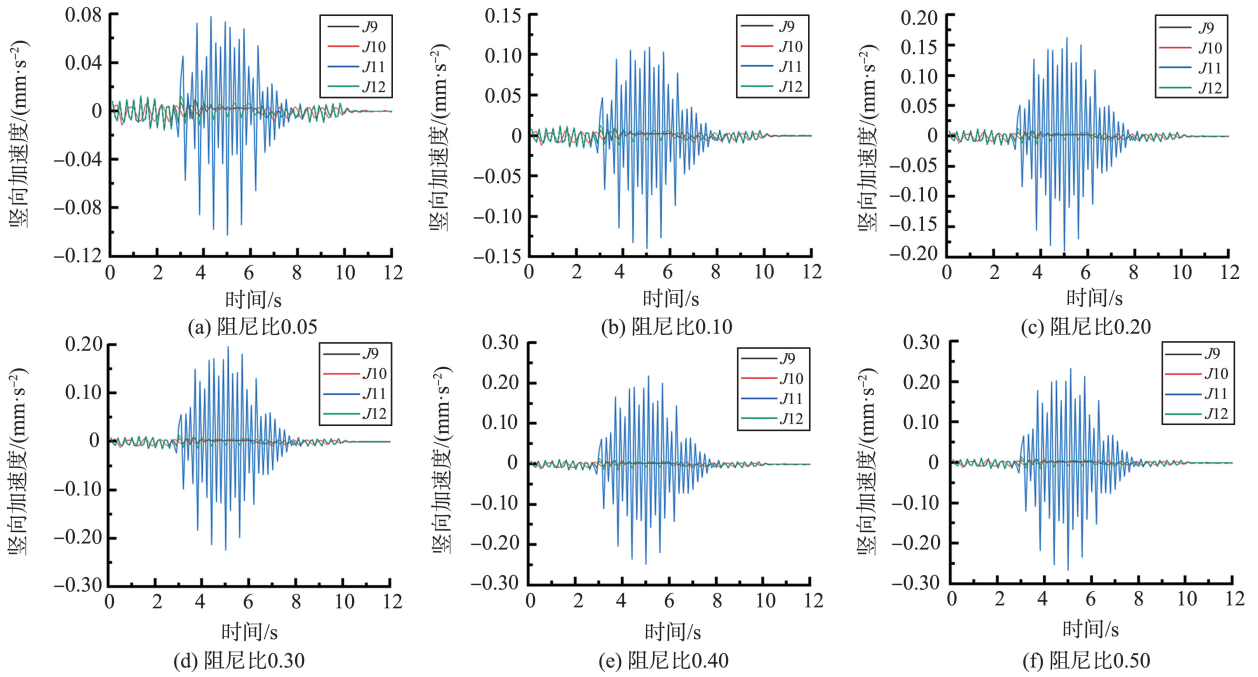


图 14 不同阻尼比下周边岩土体测点竖向加速度时程曲线

Fig.14 Time history curve of vertical acceleration of surrounding soil measurement points under different damping ratio

由图 14 可以看出:振动荷载在岩土体上产生的竖向加速度要远小于在隧道结构上,其中两隧道之间夹层岩体(J11)竖向加速度变化幅值最大,其余3个位置的竖向加速度次之;夹层土(J11)处,在阻尼比分别为0.05、0.10、0.20、0.30、0.40、0.50时的竖向加速度情况,加速度最大变化幅值分别为0.530、0.490、0.440、0.370、0.253、0.210 mm/s<sup>2</sup>;当阻尼比增大时,在周边岩土体上产生的竖向加速度变化幅值略有减小,在从0.05变化到0.50的过程中,加速度

幅值的变化率为60.3%;注浆层阻尼的改变对隧道周边岩土体的振动降低有显著的效果,但由于岩土体本身竖向加速度过小,总体而言,只需要考虑阻尼对隧道结构本身的影响。

### 3.3 地表沉降

1-1断面地表从中心位置开始,向两边分别延伸5、10、15 m处的地表沉降-时程曲线如图 15 所示。

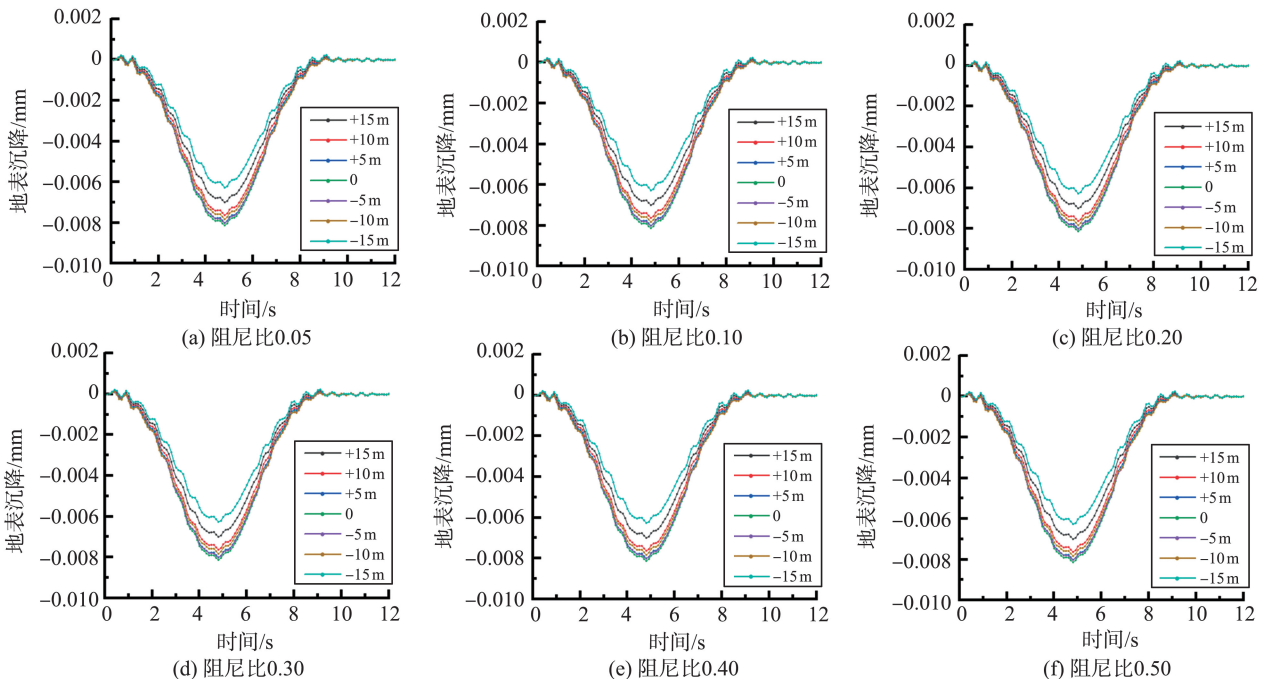


图 15 不同阻尼比下断面测点地表沉降-时程曲线图

Fig.15 Time history curve of surface settlement at measuring points under different damping ratios

由图 15 可知,由于岩体刚度较大,随着测点远离振动中心,地表沉降只有略微减小,振动中心两边对应测点沉降基本一致。在产生最大沉降位移的时刻,各测点的最大沉降如表 5 所示。由表 5 可以看出,随着阻尼比的增大,对应位置处的沉降有

所减小。在产生最大沉降的中心位置,地表沉降在阻尼比由 0.05 变化到 0.50 时产生的变化率仅为 1.2%,与前面竖向位移分析的一致,在硬岩地层中,振动荷载对位移变形影响不大。

表 5 不同阻尼比下断面测点地表沉降峰值表

Table 5 Table of peak surface settlement under different damping ratio

阻尼比	地表沉降峰值/mm						
	延伸距离 15 m	延伸距离 10 m	延伸距离 5 m	延伸距离 0 m	延伸距离 -5 m	延伸距离 -10 m	延伸距离 -15 m
0.05	0.007 0	0.007 6	0.008 0	0.008 1	0.008 0	0.007 8	0.006 3
0.10	0.007 0	0.007 6	0.008 0	0.008 1	0.008 0	0.007 8	0.006 3
0.20	0.007 0	0.007 6	0.007 9	0.008 1	0.008 0	0.007 7	0.006 2
0.30	0.006 9	0.007 6	0.007 9	0.008 1	0.007 9	0.007 7	0.006 2
0.40	0.006 9	0.007 5	0.007 8	0.008 0	0.007 9	0.007 7	0.006 1
0.50	0.006 8	0.007 5	0.007 8	0.008 0	0.007 8	0.007 6	0.006 1

## 4 结论

(1) 由于振动荷载造成的竖向位移较小,阻尼比改变后对位移的影响较弱,隔振效果不明显。随着阻尼比的增大,最大竖向位移与最小竖向位移之间差值减小,说明阻尼比的改变能够显著提高注浆层对结构位移改变的阻碍作用,提高对振动效应能量的吸收。

(2) 阻尼比改变,隧道结构竖向加速度最大变化率达到了 14.6%,周边土体最大变化率达到了 60.3%,可见阻尼比的改变能够对竖向加速度产生显著影响,隔振效果较好。由于在岩土体中的竖向加速度远小于隧道结构上,故在对阻尼比进行优化时,仅需要考虑阻尼比对隧道结构的影响。

(3) 在隧道结构中,随着注浆层阻尼比的增大,其上竖向位移呈现线性减小的趋势,竖向加速度幅值虽也呈下降趋势,但变化率随阻尼比的增大而降低。当阻尼比为 0.50 时,注浆层阻尼比的改变对竖向加速度幅值的影响效应达到了 80%,故结合两项动力响应分析结果可以得到,将材料的阻尼比控制在 0.50 以内,可以得到最大的影响效率和经济效益。

### 参考文献:

- [1] 王志恒, 李晓昭, 潘进礼, 等. 城市地铁建设与社会经济因素的相关性研究[J]. 都市轨道交通, 2022, 35(1): 17-27.  
WANG Zhiheng, LI Xiaozhao, PAN Jinli, et al. Research on the correlation between urban subway construction and socio-economic factors[J]. Urban Rapid Rail Transit, 2022, 35(1): 17-27.
- [2] 李旭东, 马笑遇, 叶海坪, 等. 正弦荷载和列车荷载下地铁环境振动减振措施数值模拟研究[J]. 浙江工业大

- 学学报, 2022, 50(3): 309-317.  
LI Xudong, MA Xiaoyu, YE Haiping, et al. Numerical simulation research on metro environmental vibration reduction measures under sinusoidal load and train load [J]. Journal of Zhejiang University of Technology, 2022, 50(3): 309-317.
- [3] 李鹏飞, 卢帅, 狄启光, 等. 地铁振动对邻近建筑物影响及围护桩减振效果研究[J]. 铁道勘察, 2021, 47(2): 1-6.  
LI Pengfei, LU Shuai, DI Qiguang, et al. Study on the effects of subway vibration on surrounding buildings and damping effect of foundation pit support pile[J]. Railway Investigation and Surveying, 2021, 47(2): 1-6.
- [4] 路德春, 马一丁, 王国盛. 近接隧道列车运行时地表振动响应数值模拟[J]. 吉林大学学报(地球科学版), 2021, 51(5): 1452-1462.  
LU Dechun, MA Yiding, WANG Guosheng. Numerical study on ground surface vibration response under train load in multi adjacent tunnels[J]. Journal of Jilin University (Earth Science Edition), 2021, 51(5): 1452-1462.
- [5] 伍翔飞. 列车振动荷载作用下黄土地区地铁隧道围岩动力响应特性研究[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2020.  
WU Xiangfei. Study on the dynamic response of surrounding rock of metro tunnel in loess area under train vibration load[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2020.
- [6] 潘昌实, 谢正光. 地铁区间隧道列车振动测试与分析[J]. 土木工程学报, 1990(2): 21-28.  
PAN Changshi, XIE Zhengguang. Measurement and analysis of vibrations caused by passing trains in subway running tunnel[J]. China Civil Engineering Journal, 1990(2): 21-28.
- [7] 胡宗允, 李晶晶. 地铁列车荷载分析方法[J]. 路基工程, 2006(5): 18-20.  
HU Zongyun, LI Jingjing. Metro train load analysis method[J]. Subgrade Engineering, 2006(5): 18-20.

- [8] 唐益群, 栾长青, 张曦, 等. 地铁振动荷载作用下隧道土体变形数值模拟[J]. 地下空间与工程学报, 2008(1): 105-110.  
TANG Yiqun, LUAN Changqing, ZHANG Xi, et al. Numerical simulation of saturated soft clay's deformation around tunnel under subway vibration loading[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2008(1): 105-110.
- [9] 杨文波, 陈子全, 徐朝阳, 等. 盾构隧道与周围土体在列车振动荷载作用下的动力响应特性[J]. 岩土力学, 2018, 39(2): 537-545.  
YANG Wenbo, CHEN Ziquan, XU Zhaoyang, et al. Dynamic response of shield tunnels and surrounding soil induced by train vibration[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(2): 537-545.
- [10] 杨文波, 邹涛, 涂玖林, 等. 高速列车振动荷载作用下马蹄形断面隧道动力响应特性分析[J]. 岩土力学, 2019, 40(9): 3635-3644.  
YANG Wenbo, ZOU Tao, TU Jiulin, et al. Analysis of dynamic response of horseshoe cross-section tunnel under vibrating load induced by high-speed train[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(9): 3635-3644.
- [11] 李亮, 张丙强, 杨小礼. 高速列车振动荷载下大断面隧道结构动力响应分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005(23): 4259-4265.  
LI Liang, ZHANG Bingqiang, YANG Xiaoli. Analysis of dynamic response of large cross-section tunnel under vibrating load induced by high speed train[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005(23): 4259-4265.
- [12] 李成海. 列车动载下重叠隧道动力响应及长期沉降研究[D]. 北京:北京建筑大学, 2023.  
LI Chenghai. Research on dynamic response and long-term settlement of overlapping tunnels under train dynamic load[D]. Beijing: Beijing University of Civil Engineering and Architecture, 2023.
- [13] 郑英豪, 闫鑫, 刘洋, 等. 重载列车振动荷载作用下重叠隧道衬砌结构动力响应分析[J]. 河北建筑工程学院学报, 2021, 39(4): 17-23.  
ZHENG Yinghao, YAN Xin, LIU Yang, et al. Dynamic response analysis of overlapping tunnel lining structures under heav-duty train vibration loads[J]. Journal of Hebei Institute of Architectural Engineering, 2021, 39(4): 17-23.
- [14] 金峤, 吴梦娇, 孙丽. 废轮胎隔振墙对地铁振动的隔振性能影响分析[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2023, 39(3): 483-491.  
JIN Qiao, WU Mengjiao, SUN Li. Isolation performance analysis of waste tire wall on vibration caused by subway trains[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science), 2023, 39(3): 483-491.
- [15] 屈阳. 隔振屏障对地铁列车低频振动隔振效果研究[D]. 北京:北京交通大学, 2020.  
QU Yang. Study on effect of vibration isolation barrier on mitigation of low frequency vibration induced by metro traffic[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2020.
- [16] 谭燕, 何程, 高俊涛. 地铁引发低频振动的隔振效果分析[J]. 华中科技大学学报(自然科学版), 2009, 37(5): 106-108.  
TAN Yan, HE Zeng, GAO Juntao. Mitigation analysis of subway-induced low-frequency vibrations[J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology (Natural Science Edition), 2009, 37(5): 106-108.
- [17] SUIDAN M, SCHNOBRICH W C. Finite element analysis of reinforced concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1973, 99(10): 2109-2122.
- [18] 程业, 潘旦光. 滞后阻尼下场地震反应等效 Rayleigh 阻尼优化解[J]. 岩土力学, 2021, 42(7): 2023-2030.  
CHENG Ye, PAN Danguang. An optimization solution for equivalent Rayleigh damping for site seismic response under hysteretic damping[J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, 42(7): 2023-2030.
- [19] 魏云峰, 曹洋, 林育睿. 地铁列车速度对含加固区地层振动特性的影响[J]. 科学技术与工程, 2022, 22(22): 9790-9796.  
WEI Yunfeng, CAO Yang, LIN Yurui. Influence of metro train speed on vibration characteristics of ground containing reinforced area[J]. Science Technology and Engineering, 2022, 22(22): 9790-9796.
- [20] 加武荣. 地铁列车振动荷载对下叠并行新建城际铁路盾构隧道的动力响应分析[J]. 城市轨道交通研究, 2021, 24(10): 96-101.  
JIA Wurong. Dynamic response analysis of train vibration load to the stacked parallel railway shield tunnel of the new intercity railway[J]. Urban Mass Transit, 2021, 24(10): 96-101.
- [21] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 地铁设计规范: GB50157—2013[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.
- [22] 潘昌实, PANDE G N. 黄土隧道列车动荷载响应有限元初步数定分析研究[J]. 土木工程学报, 1984(4): 19-28.  
PAN Changshi, PANDE G N. Preliminary finite element analysis of dynamic load response of train in loess tunnel[J]. China Civil Engineering Journal, 1984(4): 19-28.
- [23] 杨文波, 杨林霖, 梁杨, 等. 列车振动荷载作用下公轨合建隧道及周围土体动力响应特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2022, 41(8): 1659-1670.  
YANG Wenbo, YANG Linlin, LIANG Yang, et al. Study on the dynamic response characteristics of road-metro tunnels and surrounding soil under train vibration loads[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2022, 41(8): 1659-1670.