

# 惯质黏性阻尼器对悬索桥隧道锚减振的影响\*

杨国俊<sup>1,2</sup>, 张树涛<sup>1</sup>, 吕明航<sup>1</sup>, 杜永峰<sup>1</sup>, 唐光武<sup>2</sup>

(1. 兰州理工大学土木工程学院 兰州, 730050)

(2. 招商局重庆交通科研设计院有限公司桥梁工程结构动力学国家重点实验室 重庆, 400067)

**摘要** 为研究隧道锚(tunnel-type anchor, 简称TTA)锚岩接触面对动荷载影响的敏感性, 寻求一种适用于散索鞍至锚碇缆索处的减振装置。首先, 利用有限差分软件建立隧道锚数值模型, 监测并分析锚岩接触面共9个测点的速度位移响应; 其次, 利用滚珠丝杠构件的位移转换放大原理, 提出一种适用于前锚室处的惯质黏性阻尼器; 最后, 利用能量耗散守恒方法, 模拟并检验安装该阻尼器后隧道锚的减振效果。结果表明: 在动荷载作用下, 锚塞体两底角部位测点响应明显大于顶部测点, 中部锚岩接触面位移增长较前部与后部更为迅速; 隧道锚受低幅值动荷载影响更为明显, 动力系数约为1.3, 随着荷载幅值的增加, 动荷载对于隧道锚的影响会减弱; 振动前期较为剧烈, 加载0~1 s内剪应变增量增幅明显, 后期增量基本不变; 设置阻尼器后, 锚岩接触面速度位移响应减小, 位移减小幅度接近20%, 速度响应在1 s内基本衰减至0; 阻尼器的减振效果与荷载幅值有关, 锚塞体处于中低载荷时, 设置阻尼器所带来的减振效果最好, 减小效果可以达到24%。

**关键词** 隧道锚; 阻尼器; 动荷载; 动力分析; 减振研究

**中图分类号** U448.25; TH702

## 引言

隧道锚与周围岩体协同工作时会受到巨大承载力的作用, 在面对复杂山区地形时, 相较于传统重力式锚碇<sup>[1]</sup>, 隧道锚具有对自然环境扰动小和性价比高等显著优势<sup>[2-3]</sup>。当前, 学者们通过缩尺试验<sup>[4-6]</sup>或数值模拟<sup>[7-9]</sup>, 对静载作用下隧道锚承载机理与破坏过程进行了充分揭示。实际工作过程中, 隧道锚所受拉拔荷载是持续变化的, 如果仅考虑静力作用而忽略了动荷载作用下岩体性质的改变, 将导致对隧道锚极限承载力的“高估”, 造成安全隐患。

隧道锚是锚塞体与围岩组成的联合承载体系, 动荷载通过锚塞体传递至周围围岩中, 围岩在动荷载循环作用下会产生大量的不可逆变形并导致最终的破坏。王东英等<sup>[10]</sup>利用应变软化本构模型来模拟锚岩接触面岩体在荷载作用下的弱化损伤过程。部分学者对地震荷载作用下隧道锚及其边坡的动力响应进行了研究分析。以上都是针对锚碇本身或其附属结构在动荷载作用下的力学响应进行研究, 但对于影响隧道锚承载力的接触面并未进行深入分析。因此, 建立隧道锚动力加载模型, 提取围岩各响应参

数, 并分析其与动荷载大小之间的变化关系, 对隧道锚实际工程设计更具有现实意义。

从隧道锚所处环境与所受激励来看, 前锚室拉索振动过程与斜拉桥拉索振动类似。目前, 斜拉索振动控制多采用成本低、结构简单并易于安装检修的外置阻尼器。曾泽瑾等<sup>[11]</sup>提出一种具有大尺寸的螺杆挤压的旋转式磁流变阻尼器, 对其进行了力学特性研究。刘菁等<sup>[12]</sup>研究制作了一种新型的拉索惯质黏性阻尼器, 并对其自身性能参数进行了讨论。由于隧道锚前锚室处拉索振动幅度较小、周期较短, 导致与其协同发挥作用的弹簧构件或黏性阻尼器构件的初始响应也过小, 与惯质元件相连接的机构往往会出现“延迟”发挥作用的现象, 很难达到减振控制的目的。

笔者研究了动荷载作用下隧道锚承载力变化规律与敏感程度, 并采取合理措施进行振动控制。借助有限差分软件建立锚岩系统模型, 提取动荷载作用下锚岩接触面的各种响应, 分析了隧道锚对动荷载作用的敏感程度。同时, 设计了一种适用于隧道锚前锚室拉索处的阻尼器, 以减少由于动荷载引起接触面围岩响应过大的现象。

\* 国家自然科学基金资助项目(51808274, 52168042); 甘肃省科技计划资助项目(22JR5RA250); 中国博士后科学基金资助项目(2019M653897XB)

收稿日期: 2023-12-04; 修回日期: 2024-01-23

# 1 前锚室拉索处惯质黏性阻尼器

## 1.1 惯质黏性阻尼器的构造与机理

笔者设计了一种惯质黏性阻尼器,如图1所示。该阻尼器由4部分组成:①由惯质圆盘组成的惯质元件;②黏滞阻尼部分,包括圆杆、弹簧、带孔活塞及黏滞液体;③力学放大组件及传动装置,包括滚珠丝杠、齿轮与导杆;④用于保护内部装置的金属外壳。

本阻尼器借助滚珠丝杠和啮合齿轮组发挥作用。滚珠丝杠可以实现直线运动和回转运动的互相转化,转化后的运动具有一定的速度放大效果。啮合齿轮组则可根据半径比不同,放大从动齿轮的运动路径,在阻尼器内部放大弹簧等构件的运动路径,从而实现减振耗能的效果。

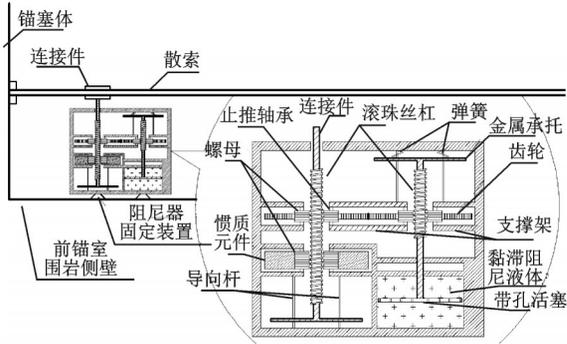


图1 惯质黏性阻尼器

Fig.1 Inertial viscous damper

## 1.2 惯质黏性阻尼器数值模型

惯质黏性阻尼器力学模型如图2所示。忽略滚珠丝杠的质量与摩擦影响,装置某一时刻整体受力为

$$F = m_{in}\ddot{u} + c_d\dot{u} + ku \quad (1)$$

$$m_{in} = \left(\frac{2\pi}{L_d}\right)^2 \frac{1}{2} (r_o^2 + r_i^2) m_0 \quad (2)$$

其中: $F$ 为由拉索振动产生的竖向力; $m_{in}$ 为惯容系数; $L_d$ 为滚珠丝杠导程,即螺母旋转运动一圈,丝杠直线运动的距离; $r_o$ 为惯质圆盘外半径; $r_i$ 为内半径; $m_0$ 为惯质圆盘质量; $c_d$ 为等效阻尼系数; $k$ 为等效弹簧刚度系数; $\ddot{u}, \dot{u}, u$ 分别为某时刻加速度、速度和位移。

由于传动齿轮半径不同,活塞、弹簧的速度和位移会按照一定比例放大。滚珠丝杠的导程为 $L_d$ ,竖向运动的速度为 $\dot{u}$ ,根据滚珠丝杠导程的定义可知,传动齿轮 $r_1$ 的线速度为 $2\pi r_1 \dot{u} / L_d$ ,两齿轮啮合连接,因此传动齿轮 $r_2$ 的线速度也为 $2\pi r_1 \dot{u} / L_d$ ,可得到活

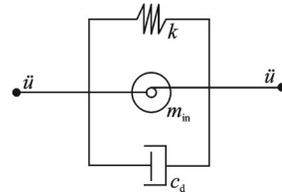


图2 惯质黏性阻尼器力学模型

Fig.2 Mechanical model of inertial viscous damper

塞的运动速度为 $r_1 \dot{u} / r_2$ 。同理,可得到弹簧的弹性变形为 $r_1 u / r_2$ 。因此,等效阻尼系数和等效弹簧系数分别为

$$c_d = (r_1 / r_2) c_0 \quad (3)$$

$$k = (r_1 / r_2) k_0 \quad (4)$$

其中: $c_0$ 为阻尼液体阻尼系数; $k_0$ 为弹簧刚度系数。

为验证阻尼器负刚度效应及其减振耗能效果,借助 Matlab 组件-Simulink 以及推导得到的数学模型,建立惯质黏性阻尼器数值模型,如图3所示。

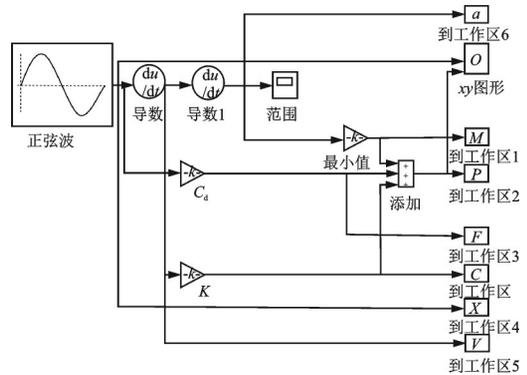


图3 惯质黏性阻尼器数值模型

Fig.3 Numerical model diagram of inertial viscous damper

本模型中,阻尼器所受激励由主缆振动产生,因此采用正弦曲线模块模拟其振动,振动幅度设为2 cm。由于主缆振动频率一般较小,介于1~2 Hz之间,所以本模型将频率设置为1 Hz。通过导数模块处理,分别得到速度和加速度曲线,并将其导入工作区以便于后期调用。将位移、速度以及加速度模块分别连接增益模块,并分别赋值命名为惯性系数、等效阻尼系数和等效弹簧刚度系数,再将其导入工作区间。建立函数图像模块,x轴端口连接3种力的合力模块,y轴连接正弦曲线模块。设置环境运行参数,运行时间为10 s,采用变步长解法,最后代入表1所示的阻尼器元件参数进行运行。

表1 阻尼器元件参数

Tab.1 Damper element parameters

参数	$L_d /$ cm	$r_o /$ cm	$r_i /$ cm	$m_0 /$ kg	$c_0 /$ ( $\text{kN} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^{-1}$ )	$k_0 /$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$ )	$r_1 /$	$r_2 /$
取值	2	6	3	6	150	75	8	6

### 1.3 数值模拟结果及分析

根据模拟结果绘制阻尼器阻尼力,数值模拟滞回曲线如图4所示。由图4(a)可以看出,阻尼器具有明显的负刚度特性,其等效负刚度曲线的斜率与图4(b)惯性力-位移曲线斜率基本一致,说明阻尼器的负刚度特性主要由惯质元件提供。由图4(b)可以看出,惯质元件并不具有耗能能力,其效果可以视为一种负刚度弹簧,在主缆进行振动时,可以抵消一部分刚度,并适当地降低振动频率,延长主缆振动周期。由于模型中忽略了传动齿轮等构件的质量与摩擦效果,实际中阻尼器的耗能与负刚度效果应不局

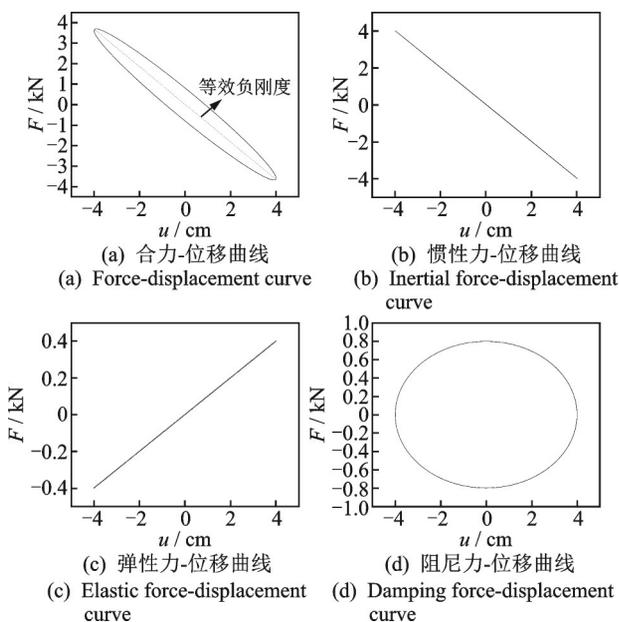


图4 数值模拟滞回曲线

Fig.4 Numerical simulation hysteresis curve

限于阻尼元件与惯容元件,合力-位移曲线所包络的面积应大于理论模型。

## 2 动荷载作用下隧道锚锚岩接触面响应分析

### 2.1 工程背景及数值模型的建立

云南普立特大桥主桥为双塔单跨钢箱梁悬索桥,全长为1 040 m,宣威岸锚碇为重力式锚,普立岸锚碇采用隧道锚。锚塞体前后锚面均为等宽高城门洞形,宽度分别为9.5 m和13.5 m,锚塞体轴线长度为35 m,轴向与水平线夹角为42°,锚塞体扩展角为5°。普立特大桥隧道锚示意图如图5所示。采用有限差分软件进行三维数值模拟分析,对锚塞体采用弹性模型,围岩采用摩尔库伦模型,整体模型尺寸为210 m×240 m×230 m。数值模型参数如表2所示。

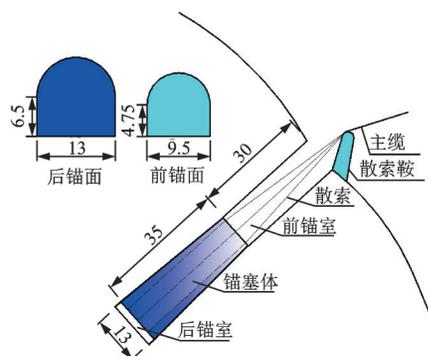


图5 普立特大桥隧道锚示意图(单位:m)

Fig.5 Detailed drawing of TTA of puli bridge (unit:m)

表2 数值模型参数

Tab.2 Numerical model parameters

材料	重度/(N·m <sup>3</sup> )	体积模量/Pa	剪切模量/Pa	黏聚力/Pa	内摩擦角/(°)	抗拉强度/Pa
围岩锚	28 030	2×10 <sup>10</sup>	1.450×10 <sup>10</sup>	1.05×10 <sup>6</sup>	37	0.525×10 <sup>6</sup>
塞体	26 530	1.81×10 <sup>10</sup>	1.345×10 <sup>10</sup>	—	—	—
接触面	—	—	—	3×10 <sup>6</sup>	37	—

### 2.2 隧道锚动荷载的施加

主缆动荷载采用人工方法合成,振幅采用n倍的设计缆力,n与静载的超载系数一致,k为折减系数。根据公路桥涵设计规范以及公路桥梁抗风设计规范,计算得到动荷载幅值约为静载值的0.15倍,考虑到散索鞍及锚固系统对前锚室缆索动力特性有一定影响,因此均取0.1。通过高斯分布生成随机

数,得到外部荷载作用下的主缆动张拉荷载为

$$P_d = knP\bar{C} \quad (5)$$

其中:P为设计荷载; $\bar{C}=(c_1, c_2, \dots, c_n, \dots, c_{100})$ , $c_n(1 \leq n \leq 100)$ 为取值(-1,1)服从高斯随机分布的随机数。

主缆随机动荷载时程曲线如图6所示。由主缆传递至锚碇的总荷载应包括设计考虑的静载P以及动荷载P<sub>d</sub>两部分,因此采用叠加的方式进行主缆荷

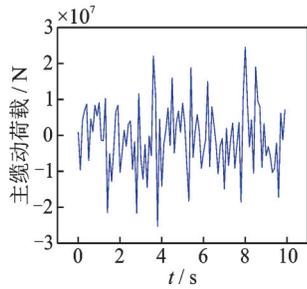


图6 主缆随机动荷载时程曲线

Fig.6 Time history curve of random dynamic load of main cable

载的施加。首先在模型上施加静力荷载,计算完成之后,调整模型边界条件,设置阻尼系数,在静力荷载作用的基础上施加动荷载。后文描述中动荷载的施加幅值以相应的静载幅值为代表进行表述,例如1P动荷载,即为在1倍静载作用基础上施加了以1倍静荷载为幅值折减后的动荷载。

### 2.3 隧道锚动荷载响应分析

锚岩接触面监测点布置如图7所示。以左侧锚碇为例,分别在锚碇的前部截面、中部截面和后部截面各布置3个测点,共9个测点。分别以 $F_1, F_2, F_3$ 表示前部3个测点; $M_1, M_2, M_3$ 表示中部3个测点; $B_1, B_2, B_3$ 表示后部3个测点。

隧道锚的破坏主要体现在围岩的拉剪破坏,对于围岩的响应分析更能说明此时所处状态,因此测点放置在锚岩接触面节点而非锚塞体表面节点处,来分析围岩响应情况。

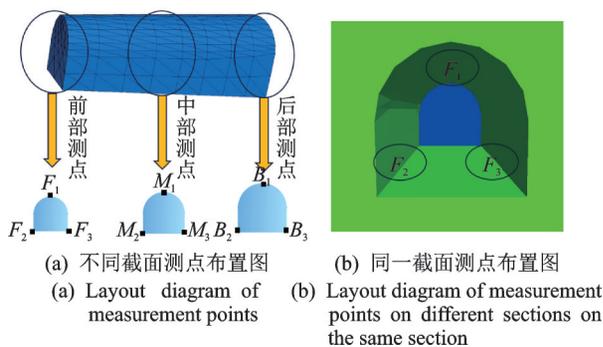
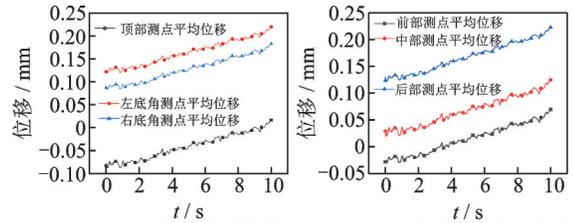


图7 锚岩接触面监测点布置

Fig.7 Rendering of monitoring points of contact surface

#### 2.3.1 锚岩接触面测点位移响应分析

在设计荷载作用的基础上施加动荷载,根据动荷载合成方法,动荷载幅值为1P,折减系数 $k$ 取0.1。施加动荷载后分析其锚岩接触面的竖向位移响应。1P幅值动荷载作用下接触面平均位移时程曲线如图8所示。经过1P幅值动荷载作用,锚岩接触面位



(a) 同一截面测点位移 (b) 不同截面测点位移  
(a) Displacement of measurement points on the same section (b) Displacement of measurement points on different sections

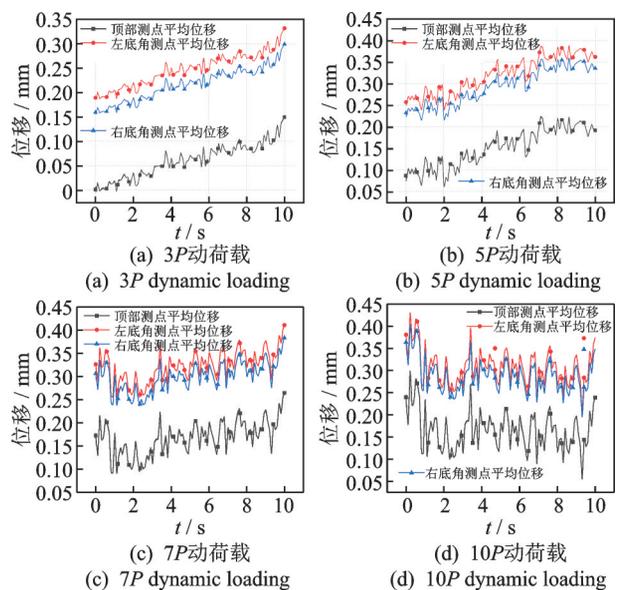
图8 1P幅值动荷载作用下接触面平均位移时程曲线

Fig.8 Time history curve of average displacement of contact surface under 1P amplitude dynamic load

移有所增加,相比于静载时(0 s),位移增加幅度约为45%。同时可以看到,锚塞体两底角处位移远大于锚塞体顶部测点,这是因为当荷载幅值较小时,锚塞体下方围岩受锚塞体自重影响较大,因此下方围岩受到压剪作用位移值更大,且锚塞体两底角处会产生应力集中现象,更易发生塑性积累。由图8(b)可以看出,施加动荷载作用之后,锚塞体各截面处围岩竖向位移情况也存在差异,后部测点的平均位移最大,其次是中部测点,前部测点位移最小。这说明在动荷载作用下,缆力传递同样从后锚面向前锚面附近逐渐传递,与静荷载作用情况类似。

为进一步探究隧道锚在动荷载作用下的工作过程,逐级施加动荷载。图9,10分别为逐级加载时沿轴向同一测点和接触面各截面的平均位移时程曲线。

从图9可看出,与1P幅值动荷载作用类似,同



(a) 3P动荷载 (b) 5P动荷载 (c) 7P动荷载 (d) 10P动荷载  
(a) 3P dynamic loading (b) 5P dynamic loading (c) 7P dynamic loading (d) 10P dynamic loading

图9 逐级加载时沿轴向同一测点平均位移时程曲线

Fig.9 Time history curve of average displacement of the same measuring point along the axial direction under step-by-step loading

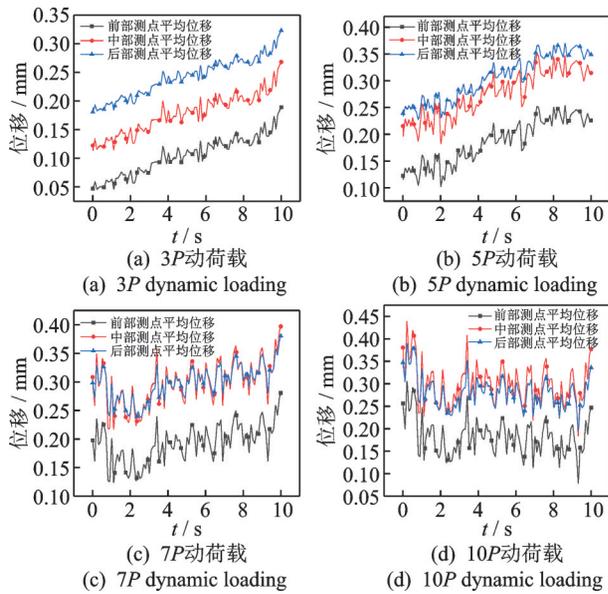


图 10 逐级加载时接触面各截面平均位移时程曲线  
 Fig.10 Time history curve of average displacement of each section of progressive loading contact surface

样表现为两底角处位移明显大于顶部测点的位移。

通过对比图 8(b)和图 10 可以发现:在 1P~5P 幅值动荷载作用下,锚岩接触面中部测点的平均位移明显小于后部测点;到 7P 幅值动荷载时,中部测点位移与后部测点位移基本一致;直至 10P 幅值动荷载,中部测点平均位移已经开始大于后部测点,这与荷载在锚塞体内部从后往前的传递规律存在一定的不同之处。这是因为锚塞体受到了围岩由于拉拔荷载而产生的附加应力,使得锚塞体周围的正应力不再随围岩的深度而线性增加。由文献[10]可知,附加应力的峰值点出现在距后锚面 1/3 处,随着拉拔动荷载的不断增大,附加应力值也随之不断增大,直到 7P 幅值左右动荷载作用下,距后锚面 1/3 处的应力值超过了后锚面处应力值,因此出现了中部围岩位移增长速度加快,直至超过了后锚面附近围岩位移的现象。

2.3.2 接触面应变增量分析

提取各级荷载幅值动荷载作用下锚岩接触面剪应变增量云图,最大剪应变增量如图 11 所示。由图 11(a)可知,最大剪应变增量随时间变化趋势可以分为 2 个阶段:①动荷载施加 0~1 s 内,此时最大剪应变增量随时间的增长急剧增加,增加幅度较为明显;②动荷载持续作用 1 s 后,开始进入平稳阶段,此后最大剪应变增量基本维持不变。

由图 11(b)可知,提取不同荷载幅值下的最大剪应变增量,低荷载幅值作用下(1P~7P),静载与动荷载剪应变增量值基本一致,随荷载幅值的增加,

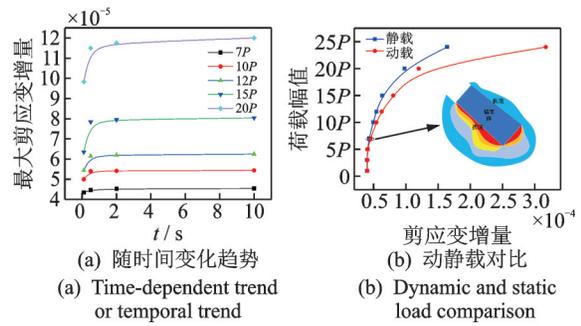


图 11 最大剪应变增量

Fig.11 Maximum shear strain increment

增量增加较为缓慢;当荷载幅值超过 7P 时,动静荷载剪应变增量开始出现明显差异。差异主要体现在:

- ①动荷载作用下剪应变增量值开始明显超过静载作用下的应变增量值,并且随着荷载幅值的增加,两者差别越来越大,当荷载达到 24P 时,前者约为后者的 2 倍;
- ②荷载幅值超过 7P 后,剪应变增量集中范围由后锚面附近围岩逐步转移至锚岩接触面底部,并开始逐步向围岩内部进行延伸。这与图 10 揭示的规律是一致的,即随着荷载幅值的增加,锚岩接触面响应集中的位置逐步由后锚面附近转移至中部围岩附近。

结合图 9~11 可以发现,锚岩接触面平均位移响应随着动荷载幅值的增加存在 2 个阶段:①当动荷载幅值处于 1P~7P 时,随时间的增加,锚岩接触面的位移均值是在波动中不断上升,但振动幅度较小;②动荷载幅值达到 7P 以后,锚岩接触面的位移均值基本保持不变,但振动幅度更大。这说明在低荷载幅值时,折减后的动荷载幅值虽然较小,但该阶段围岩基本处于弹性阶段,动荷载的施加会使围岩位移以线性的方式逐渐增加,此时动荷载对于围岩状态影响较为明显;当荷载增加至 5P(静载作用为 7P)以后,此时在动静载作用下,应变增量的斜率开始逐渐增大并产生较大差别,这说明 5P(7P)荷载作用下,围岩塑性区开始发展,动荷载的施加使得围岩提前进入了塑性状态。因此,在实际工程中要对跨阶段时的动荷载计算尤为注意,此时围岩因动荷载的施加易发生状态的变化。

2.3.3 隧道锚减振必要性分析

图 12 为各级动荷载下锚岩接触面静载位移与动荷载位移增幅的对比。由图可知,伴随荷载幅值的增加,静载状态下位移也随之增加,且增加速度越来越大;但动荷载增幅基本保持不变,维持在  $1 \times 10^{-2} \sim 2 \times 10^{-2}$  mm 之间。从动力系数曲线可以看出,随着荷载幅值的增加,动力系数由 1P 时的

1.3, 逐渐降低至 15P 时的 1.13, 说明动荷载对于隧道锚的影响程度随着荷载幅值的增加而逐渐减小; 与之相反, 静载对围岩位移的影响在不断增大。由图 9, 10 位移变化趋势同样可以看出, 锚岩接触面整体位移随着荷载幅值的增加, 从整体上升趋势逐渐变为围绕均值线上下波动。可见, 在低荷载幅值的作用下, 围岩更易受到动荷载的影响; 而随着荷载幅值逐渐增加, 由于静载幅值很大, 接触面部分围岩在静载作用下已经进入塑性状态, 此时动荷载变化对于围岩位移影响逐渐减弱。因此, 有必要在静载作用下对锚岩系统进行减振处理。

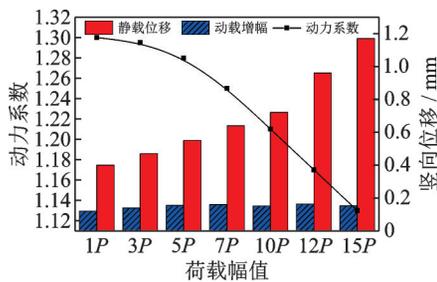


图 12 各级荷载幅值下静载位移与动载位移增幅对比  
Fig.12 Static load displacement and dynamic load increase under various load amplitudes

### 3 隧道锚减振效果分析

#### 3.1 拉索-阻尼器系统最优附加阻尼比

惯质黏性阻尼器对于隧道锚的减振效果, 主要体现于主缆动张拉荷载经过阻尼装置的减振耗能处理后, 减小其带来的锚碇振动疲劳损害。忽略拉索的垂度、轴向变形、抗弯刚度以及阻尼, 建立拉索-阻尼器系统力学模型, 其运动方程为

$$T \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = C \frac{\partial w}{\partial t} \delta(x-a) \quad (6)$$

其中:  $T$  为拉索水平拉力;  $m$  为单位长度拉索质量;  $C$  为系统阻尼系数;  $w$  为拉索横向位移;  $\delta(x-a)$  为狄拉克函数。

由图 4(a) 得到,  $Fdw = C\partial w/\partial t$ 。当  $x-a=0$  时,  $\delta(x-a)=1$ ; 当  $x-a \neq 0$  时,  $\delta(x-a)=0$ 。

采用分离变量法得到解的形式为

$$w_k(x_k, t) = \tilde{w}_k(x_k) \tilde{i}(t) \quad (7)$$

$$\tilde{w}_k(x) = A_{k1} \cos \beta x + A_{k2} \sin \beta x \quad (8)$$

$$\tilde{i}(t) = e^{i\omega t} \quad (9)$$

其中:  $\tilde{w}_k(x)$  为 2 阶微分方程的通解, 即平面内横向振动振型函数;  $\omega$  为复频率;  $\beta = \omega \sqrt{m/T}$ , 为复波数。

根据边界条件  $w(0, t) = 0$ , 可以得到  $A_{k1} = 0$ , 在阻尼器处可得到竖向平衡为

$$T \left( -\frac{\partial w_1}{\partial x_1} \Big|_{x_1=a_1} - \frac{\partial w_2}{\partial x_2} \Big|_{x_2=a_2} \right) = C \frac{\partial w_1}{\partial t} \Big|_{x_1=a_1} \quad (10)$$

令  $\tilde{w}_k(a_k) = \tilde{w}_a$ , 并定义无量纲阻尼参数  $\eta = C/\sqrt{Tm}$ , 可以得到

$$\tan \beta L = \frac{i\eta \sin^2 \beta a_1}{1 + i\eta \sin \beta a_1 \cos \beta a_1} \quad (11)$$

通过求解复波数  $\beta$  可以得到系统模态阻尼。为了说明锚塞体减振效果, 本研究仅计算第 1 阶阵型下的最优附加阻尼比, 可以得到拉索-阻尼器系统最优附加阻尼比为

$$\zeta_{d, \text{opt}} = \pi^2 \frac{c_d}{mL\omega_0} \epsilon_d^2 \quad (12)$$

其中:  $\omega_0$  为拉索第 1 阶自振频率;  $\epsilon_d = a_1/L$ , 为阻尼器安装距离与拉索全长之比。

#### 3.2 减振效果的实现

根据以往隧道减振层研究<sup>[13]</sup>, 笔者通过建立减振层并设置相应的力学参数及阻尼来模拟阻尼器的减振效果。为尽可能达到与阻尼器一样的减振效果, 从能量耗散等效这一角度进行模型减振层厚度的估算。假设主缆进行振幅为  $p_0$ 、频率为  $\omega$  的谐运动, 则一个循环内黏滞阻尼所耗散的能量  $E_D$  为

$$E_D = \int Fdu = \pi c_d \omega u_0^2 \quad (13)$$

其中:  $u_0$  为位移幅值, 即减振层厚度。

$$f_i^l(t) = -\alpha |F_i^l(t)| \text{sign}(v_i^l) \quad (14)$$

$$\text{sign}(y) = \begin{cases} +1 & (y > 0) \\ -1 & (y < 0) \\ 0 & (y = 0) \end{cases} \quad (15)$$

其中:  $\alpha$  为阻尼系数, 取 0.05;  $F_i^l(t)$  为不平衡力, 因为一个循环内时间很短, 可以视为常数, 此处设置为 1 500 N。

对于静态问题, 有限差分软件通过在不平衡力中加入较大的阻尼系数, 从而使振动快速衰减至平衡状态, 即式 (14) 中  $\alpha$  通常取默认值 0.8。对于动态运动, 则可以通过设置正确的阻尼系数来求得节点阻尼力  $f_i^l(t)$ 。

减振层耗散的能量  $E_f$  为

$$E_f = f_i^l(t) n u_0 \quad (16)$$

其中:  $n = 60$ , 为减振层模型节点数。

将式 (1)、表 1 中的参数代入式 (13), 令  $E_D = E_f$ , 可以得到  $u_0 = 0.76$  m。

考虑到模型计算尺寸的要求,在前锚面处设置厚度为 1 m 的减振层,为模拟真实的阻尼器参数,其密度、体积模量以及剪切模量应远小于周围围岩及锚塞体。参数设置如下:重度为  $200 \text{ N/m}^3$ ;体积模量为  $2 \times 10^7 \text{ Pa}$ ;剪切模量为  $2 \times 10^7 \text{ Pa}$ ;阻尼形式采用局部阻尼。

局部阻尼系数为

$$\alpha_L = \pi D \quad (17)$$

其中: $D$ 为临界阻尼比。

此处采用 1 阶最优附加阻尼比,将表 1 数据代入式(3)和式(17),计算得到  $D = \zeta_{d, \text{opt}} = 1.7\%$ 。

### 3.3 动荷载施加计算结果及分析

笔者选取有阻尼器和无阻尼器情况下锚塞体接触面位移速度响应作为研究对象,3P 荷载幅值下各测点位移及速度对比曲线如图 13 所示,前、中、后截面对比曲线如图 14 所示。

由图可以看出,设置阻尼器后,锚塞体接触面各部位的位移速度响应均显著减小。无阻尼器情况下,竖向位移均值约为 0.18 mm;设置阻尼器后,竖向位移均值为 0.15 mm,减小幅度约为 17%。在无阻尼器情况下,动荷载施加前期竖向速度振动明显,约 4 s 后振动频率均有所下降,但振动幅度依旧较大;设置阻尼器后,整体速度振动幅值有所降低,速度振动主要集中在 0~1 s 内,1 s 后速度急剧衰减,至 2 s 后速度基本衰减至 0。

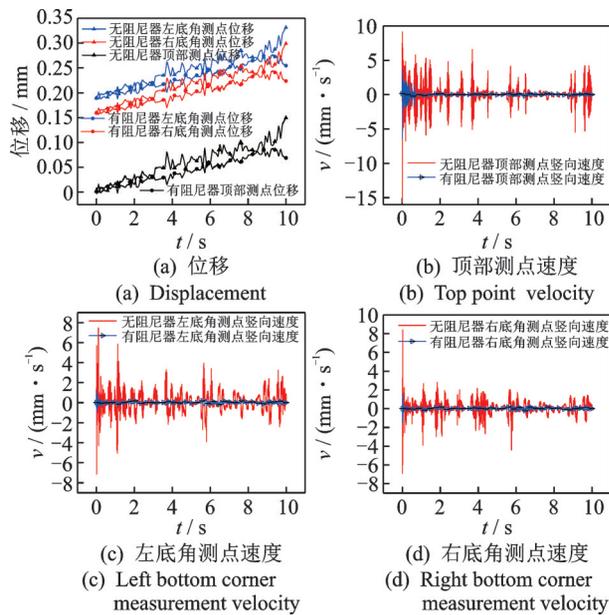


图 13 3P 荷载幅值下各测点位移及速度对比曲线

Fig.13 Comparison curve of measuring points under 3P load amplitude

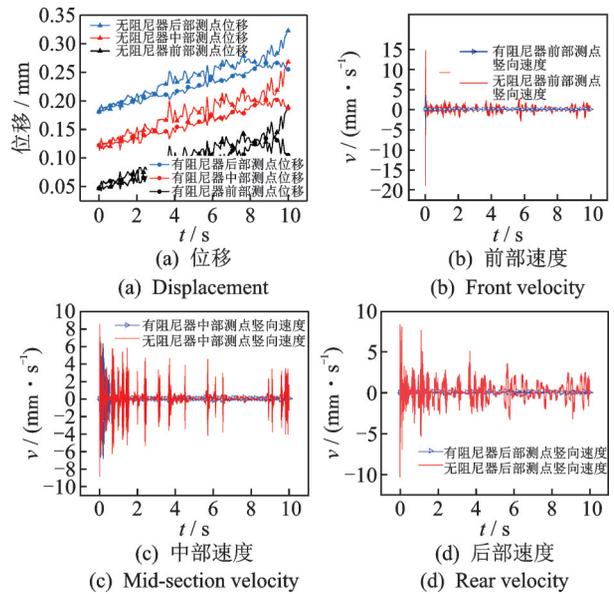


图 14 3P 荷载幅值下前、中、后截面对比曲线

Fig.14 Comparison curve of front, middle and rear sections under 3P load amplitude

分别提取不同荷载幅值下有阻尼器各测点位移数据,进行平均化处理。各级荷载幅值下测点平均位移如图 15 所示。

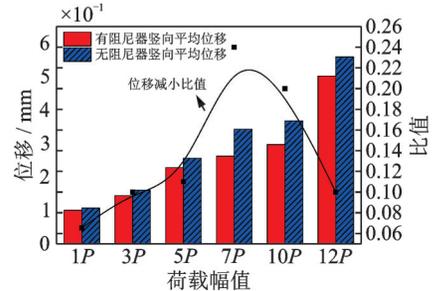


图 15 各级荷载幅值下测点平均位移

Fig.15 Average displacement of measuring points under various load amplitudes

在 1P 和 3P 荷载幅值下,减振效果微弱,位移减小不足 10%。这是由于低荷载幅值下,隧道锚对动荷载高度敏感,即使经过阻尼器减振处理,动荷载仍会在锚岩接触面处产生较大位移。当荷载幅值达到 4P 时,减振率曲线开始出现明显拐点,这表明设置阻尼器对隧道锚的减振效果逐渐增强。当幅值接近 7P 时,曲线再次出现拐点,表明减振率开始急剧下降,此时动荷载不再是主要因素,高幅值的静载占主导地位,因此设置的阻尼器减振效果开始减弱。

## 4 结 论

1) 隧道锚中部锚岩接触面位移增长较前部与

后部更为迅速,低荷载幅值时后部位移 $>$ 中部位移 $>$ 前部位移,但荷载幅值达到 $7P$ 后,中部位移会超过后部位移。

2) 监测应变增量发现,隧道锚受动荷载影响主要在振动前期,同时在低荷载幅值作用下,锚岩接触面位移明显增加。随着荷载幅值的增大,接触面位移增加幅度会越来越小,但位移振动幅度会有所提高。

3) 笔者设计的惯质黏性阻尼器可运用于隧道锚前锚室,其具有良好的振动抑制效果。可以通过设置减振层来模拟阻尼器效果,测点位移整体减少,速度响应在 $1\text{ s}$ 内迅速衰减。在不同幅值的动荷载作用下,设置阻尼器的减振效果存在差异, $7P$ 荷载幅值时减振效果最好,平均位移减小幅度达 $30\%$ 。

### 参 考 文 献

- [1] 尹小涛,严飞,周磊,等.悬索桥重力式锚碇结构-地基联合承载机制[J].交通运输工程学报,2017,17(2):1-11.  
YIN Xiaotao, YAN Fei, ZHOU Lei, et al. Joint load-carrying mechanism of cable-stayed bridge gravity anchorage structure and foundation[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2017, 17(2): 1-11. (in Chinese)
- [2] ZHANG Q H, LI Y J, YU M W, et al. Study of the rock foundation stability of the Aizhai suspension bridge over a deep canyon area in China[J]. Engineering Geology, 2015, 198:65-77.
- [3] WU A Q, ZHANG Y H, LUO R, et al. A field model test method of tunnel-type anchorages in rock mass and its application in railway suspension bridge engineering [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2023, 56(12):8891-8906.
- [4] 乔雷涛,康炜,文强.深路堑内浅埋层状软岩隧道锚特性试验研究[J].铁道工程学报,2022,39(10):47-52.  
QIAO Leitao, KANG Wei, WEN Qiang. Experimental research on the characteristics of shallow layered soft rock tunnel-type anchorage in deep cutting [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2022, 39(10): 47-52. (in Chinese)
- [5] 文丽娜,程谦恭,程强,等.提供兴康特大桥反力的隧道锚蠕变试验研究[J].工程科学与技术,2019,51(6):124-133.  
WEN Lina, CHENG Qiangong, CHENG Qiang, et al. Creep test of tunnel anchor providing reaction force of xingkang bridge [J]. Advanced Engineering Sciences, 2019, 51(6):124-133. (in Chinese)
- [6] HAN Y F, LIU X R, ABI E, et al. Effects of anti-pull ties on the bearing behaviors of shallow tunnel-type anchorages in soft rock [J]. Journal of Mountain Science, 2023, 20(9): 2708-2730.
- [7] LIM H, SEO S, KO J, et al. Effect of joint characteristics and geometries on tunnel-type anchorage for suspension bridge[J]. Applied Sciences, 2021, 11(24): 11688-11688.
- [8] HAN Y F, LIU X R, LIU M W, et al. The effects of interface roughness on the pull-out performance and failure characteristics of tunnel-type anchorages in soft rock [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2023, 56(6):4379-4404.
- [9] HAN Y F, LIU X R, WEI N, et al. A comprehensive review of the mechanical behavior of suspension bridge tunnel-type anchorage [J]. Advances in Materials Science and Engineering, 2019, 2019: 1-19.
- [10] 王东英,汤华,尹小涛,等.基于应变软化的隧道锚渐进破坏过程探究[J].岩石力学与工程学报,2019,38(supp2): 3448-3459.  
WANG Dongying, TANG Hua, YIN Xiaotao, et al. Preliminary study on the progressive failure of tunnel-type anchorage based on strain-softening theory [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, 38(supp2): 3448-3459. (in Chinese)
- [11] 曾泽瑞,张磊,闫明,等.螺杆挤压-旋转式磁流变阻尼器力学特性研究[J].振动、测试与诊断,2022,42(5): 937-944.  
ZENG Zecui, ZHANG Lei, YAN Ming, et al. The mechanical performance of rotary magneto-rheological damper based on screw structure [J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2022, 42(5): 937-944. (in Chinese)
- [12] 刘菁,梁栋.垂度拉索-惯质阻尼器体系的减振分析[J].振动与冲击,2021,40(16): 29-38.  
LIU Jing, LIANG Dong. Vibration reduction analysis of a cable-inertial damper system with sag [J]. Journal of Vibration and Shock, 2021, 40(16): 29-38. (in Chinese)
- [13] QI L, CUI Q W, WANG C, et al. Simplified topology optimization of damping layer in plate structures for vibration and acoustic response [J]. Journal of Mechanical Science and Technology, 2023, 37(12): 6221-6232.



第一作者简介:杨国俊,男,1988年12月生,博士,副教授。主要研究方向为大跨度桥梁结构分析和隧道锚。曾发表《基于Rayleigh法的独塔非对称悬索桥基频简化算法》(《振动与冲击》2020年第39卷第2期)等论文。  
E-mail: yanggj403@163.com