

# 黄草坪2<sup>#</sup>隧道洞口段减震措施的大型振动台模型试验研究

李育枢, 李天斌, 王 栋, 徐 华, 刘 吉

(成都理工大学 地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室, 四川 成都 610059)

**摘要:** 以国道318线黄草坪2<sup>#</sup>隧道进洞口段为原型, 开展减震措施的大型振动台物理模型试验研究。首先系统介绍整个试验方案, 包括试验装置、模型相似设计、模型箱体设计、相似材料设计、测试方案和地震输入及加载制度。然后, 结合试验结果对洞口段减震设防区域进行研究, 对横向减震层、纵向减震层以及加固围岩等措施的减震效果进行分析。试验结果表明, 一般从模型洞口进入洞内120~150 cm(对应原型48~60 m)后, 地震反应逐步趋于平稳, 该范围是隧道减震设防的重点区域。设置横向减震层和系统锚杆加固围岩均能有效减少衬砌的动土压力和加速度反应, 而且加固围岩的效果相对弱于设置横向减震层。通过合理设置纵向减震层间距, 可将衬砌动应变量级降低至工程安全可接受水平。最后提出, 对山岭隧道洞口段进行地震安全设计时, 应该在上述认识基础上采取综合减震措施。

**关键词:** 隧道工程; 大型振动台模型试验; 隧道洞口段; 减震措施

**中图分类号:** U 45

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000 - 6915(2009)06 - 1128 - 09

## LARGE-SCALE SHAKING TABLE TEST FOR VIBRATION-ABSORPTION MEASURES OF PORTAL SECTION OF HUANGCAOPING TUNNEL NO.2

LI Yushu, LI Tianbin, WANG Dong, XU Hua, LIU Ji

(State Key Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu, Sichuan 610059, China)

**Abstract:** In order to study the effects of vibration-absorption measures in mountainous tunnel during earthquake, the entry portal area of Huangcaoping Tunnel No.2 located on National Highway No.318 is selected as the prototype to conduct large-scale shaking table test. Firstly, the whole test scheme is systematically introduced, including the test facility, the design of similarity ratio, the design of mould case, the similarity materials, the layout of measure sensors, the wave input and the load subsequence. Then, combining the test result analysis, the sector of the portal area that needs seismic protection is researched; and the effects of vibration-absorption measures such as lateral buffer layer, longitudinal buffer layer, and reinforcing surrounding rock with systematic bolts are analyzed. The results show that from the entry to the deep locations, the earthquake-induced effect decreases step by step, and gets stable at the distance of 120 - 150 cm in model(48 - 60 m in prototype), which can be considered as the most important zone for aseismic design. The results also show that setting lateral buffer layer and reinforcing surrounding rock with bolts are both effective ways to decrease the dynamic earth pressure and the liner acceleration; but the latter is relatively weaker than the former. Properly setting longitudinal buffer layer can effectively reduce the dynamic strain to an acceptable level for project safety. Finally, the some suggestions are put forward that synthetical measures for vibration-absorption should be adopted for aseismic safety design of

**收稿日期:** 2008 - 11 - 28; **修回日期:** 2009 - 03 - 12

**基金项目:** 西部交通科技资助项目(200431800029)

**作者简介:** 李育枢(1976 - ), 男, 博士, 1998年毕业于成都理工大学水文地质与工程地质专业, 2006年于同济大学岩土工程专业获博士学位, 现任讲师, 主要从事地下工程、地质灾害防治等方面的教学与研究工作。E-mail: cduyushu@163.com

mountainous tunnel portal area on the basis of the above results.

**Key words:** tunnelling engineering; large-scale shaking table test; tunnel portal area; vibration-absorption measures

## 1 引言

近年来, 隧道及地下结构的震害现象较为频繁出现<sup>[1~3]</sup>, 汶川 8.0 级地震中, 震区已建和在建的隧道也出现了不同程度的损害。今后, 随着国家基础设施建设力度进一步加大, 高烈度地震区或活动断裂带附近隧道的地震安全问题将会经常遇到。目前, 国内、外有关山岭隧道及地下结构的抗震研究已取得了不少成果<sup>[4~9]</sup>, 但由于地震的随机性、岩土-结构动力相互作用的复杂性, 现有计算理论和方法还有待于实测数据或模型试验的检验和进一步完善。当前隧道地震反应的实测数据非常匮乏, 而大比例尺模型试验能够控制地震波的输入和边界条件, 可主动改变各种影响因素以针对某一现象进行有目的地、多角度地研究, 因而成为隧道及地下结构抗震研究的一种重要手段。令人遗憾的是, 目前, 有关山岭隧道地震反应及减震措施系统研究的高性能、大型振动台三维物理模型试验并不多见, 且考虑的试验条件大多相对简单<sup>[10~12]</sup>。

黄草坪 2<sup>#</sup>隧道是国道 318 线海子山—竹箠箐段改建工程中的一重要工程, 全长 917 m。隧址区为高山峡谷地貌, 地表岩体破碎。隧道进洞口偏压严重, 洞口坡表覆盖第四系松散堆积物, 深部为结晶灰岩。洞口段围岩以 II, III 类为主。在距离隧道约 300 m 处有一全新世活动大断裂(巴塘断裂)与隧道轴线近于平行通过, 场地基本地震烈度达到 9 度, 隧道的地震安全问题非常突出。针对潜在的地震灾害, 设计采用了全洞身钢筋混凝土柔性衬砌, 洞口段衬砌每隔 10 m 设置纵向变形缝, 层间钢筋彻底断开; 洞门建筑采用 C20 强度等级混凝土现浇且与拱圈之间用插筋连成整体; 洞口护坡浆砌块石和砂浆强度均提高一级。

本文首先系统介绍该隧道洞口段大型三维振动台物理模型试验过程, 然后重点分析和评价模型中各类减震措施的减震效果, 最后提出洞口段的减震要点和建议。

## 2 试验概况

试验在重庆交通科研设计院的大型高性能三轴

向地震模拟试验台阵上进行, 该试验系统通过国际招标由英美有关公司专门定制而成, 拥有国际上最先进的数控系统、数据采集系统和测试分析系统, 总体技术性能指标处于国际领先水平(见图 1, 2)。系统由一个固定台阵和一个移动台阵组成, 两台面尺寸均为 3 m×6 m, 最大试件质量为 35 t, 最大倾覆力矩为 700 kN·m; 最大回转力矩为 350 kN·m, 工作频率范围为 0.1~70.0 Hz; 最大位移为±150 mm(X 向), ±150 mm(Y 向)和±100 mm(Z 向); 最大加速度为±1.0 g(X 向), ±1.0 g(Y 向)和±1.0 g(Z 向), 可三向六自由度同时加载。



图 1 台阵试验系统

Fig.1 Shaking table test system



图 2 数字控制室

Fig.2 Digital controlling system

### 2.1 模型相似设计

在岩土-结构动力相互作用的振动台模型试验中, 要使模型设计参数与原型参数完全满足相似关

系是十分困难的<sup>[13]</sup>，必须根据具体试验特点确定模型对原型的相似重点。本次试验的相似设计主要考虑了以下因素：

(1) 试验中要考虑洞口边坡的地震稳定问题，因此不能忽略地球引力的影响；同时由于原型和模型均处于同一重力场，因此确定加速度相似比为  $C_a = 1$ 。

(2) 若要做到严格意义上的几何相似即应变相似比为1，根据相似理论<sup>[13]</sup>，长度、密度、弹性模量的相似比必须满足特定的比例关系，实际材料配比时困难很大；而且，通常情况下应变相似比偏离1不多时也能满足工程要求。因此，本次试验没有要求严格几何相似。

(3) 试验主要模拟的是围岩与衬砌间的动力相互作用，除了满足静力条件下的相似关系之外，还应满足动力条件下围岩模拟材料与衬砌模拟材料间动力作用的相似性。

(4) 应考虑振动台面尺寸、性能及试验能力的制约。

参照以上因素，根据相似理论<sup>[13]</sup>确定模型相似关系如表1所示。

表1 模型试验相似关系表

Table 1 Similarity relationship for model test

物理量	相似比符号 (关系式)	相似比	物理量	相似比符号 (关系式)	相似比
长度	$C_l$	0.025	应力	$C_\sigma = C_E C_\epsilon$	0.033 3
密度	$C_\rho$	1.333	应变	$C_\epsilon = C_l C_\gamma C_E^{-1}$	0.666 7
弹性模量	$C_E$	0.050	位移	$C_u = C_l C_\epsilon$	0.016 7
时间	$C_t = C_l^{1/2}$	0.158	加速度	$C_a = C_l C_t^{-2}$	1.000 0
力	$C_F = C_\gamma C_l^3$	$2.083 \times 10^{-5}$	频率	$C_\omega = C_t^{-1}$	6.324 0

### 2.2 模型箱体设计

根据数值模拟研究结果<sup>[14]</sup>，当横向计算范围大于8倍洞径后通常可取得较稳定的计算结果。结合试验台阵尺寸和承载能力，本次试验模拟范围横向取原型隧道中轴线两侧各40m，共80m(原型隧道等效直径10.4m)；纵向从洞口往洞内取110m；垂向最大取98m。按表1相似比缩放后，洞口段模型最大高度2450mm，横向宽2450mm，纵向长2750mm。

对于地下结构动力模型试验或数值模拟计算，通常需要考虑波动能量在模型箱体边界或模拟边界上的反射问题<sup>[14]</sup>。试验中采取了2种措施来消除反

射效应对所关心区域测试结果的影响：一是将模拟边界取得尽可能远离隧道，二是在模型箱内侧四周设置吸能边界。

模型箱体设计同时还必须考虑以下2个因素：

(1) 由于模型较大，整体质量近20t，振动试验过程中箱体结构必须安全可靠；(2) 应便于模型浇铸、吊装安全且试验过程中方便观测。

根据以上要求并结合试验台阵设备实际情况，模型箱具体设计如下：主体框架由40mm×40mm×4mm等边角钢焊接而成，四面用2mm厚型钢板作围护，并在内壁四周衬厚22.5cm的聚苯乙烯泡沫层。为便于浇筑，模型箱分为5层，第一层高450mm，其余各层500mm，层间用M16高强螺栓紧固，且隧道轴向穿过的模型箱两侧用斜支角钢支撑，以提高整体自稳能力。底座外围采用截面尺寸为120mm×50mm以及方钢框架采用截面尺寸为100mm×50mm，焊接成格状，并预留螺栓孔，以便与振动台连接。箱体两侧面预留300mm×300mm方形观测孔，见图3。

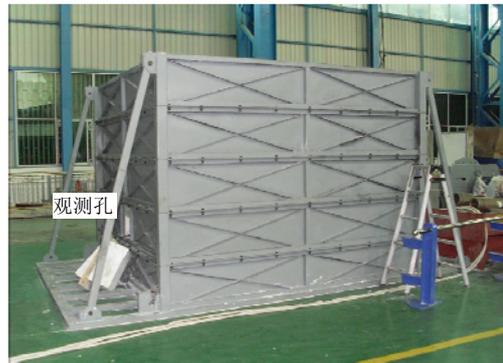


图3 模型箱实物图

Fig.3 Picture of the model case

### 2.3 相似材料设计

相似材料除了应具有稳定的符合相似关系的物理力学性质之外，还应满足加工方便、价格实惠等要求。经多次配比试验，各相似材料选择如下：II类围岩的质量组分配比为重晶石：氧化锌：石英砂：石膏：甘油：水 = 63~70：6~10：14~20：3~6：2.3：15~16；III类围岩的质量组分配比为重晶石：石英砂：石膏：乳胶：甘油：水 = 70~75：6~10：13~14：5~7：0.8~1.0：14~15。

本文给出了隧址区各类岩土体的动剪模量比-动剪应变曲线与II、III类围岩相似材料动力测试实测值的关系，见图4(G为动剪切模量，G<sub>0</sub>为初始剪切模量)。由图4可知道，在较小应变(<3×10<sup>-4</sup>)范

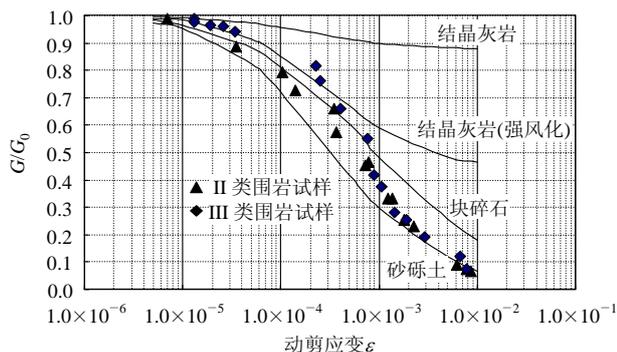


图 4 场地岩土与围岩相似材料动剪模量比 - 动剪应变曲线

Fig.4 Curves of dynamic shear modulus ratio vs. dynamic shear strain of rock and soil in the field and of similarity materials

围内, III 类围岩相似材料的动力性能接近隧址区的强风化结晶灰岩, II 类围岩相似材料的动力性能整体介于块碎石与砂砾土之间。可见, 围岩相似材料能很好地模拟原型围岩的动力特性。

对二衬结构安全起控制作用的主要是抗弯能力, 模型相似应以抗弯刚度为主。参照乐弘鹏等<sup>[15]</sup>的研究成果, 衬砌厚度相似比取  $C_h = C_l C_E^{-1/3}$ , 采用石膏: 水 = 1:0.7, 并内置钢丝网进行模拟。初期支护锚杆用  $\phi 0.6 \text{ mm}$  的细钢丝代替。洞口边坡挂网喷射混凝土采用水膏比为 1:1 的石膏浆液和  $\phi 0.15 \text{ mm}$  的钢丝网进行模拟。

试验过程中专门设置各类减震措施, 具体方案为: 在第 6 段衬砌环向布置横向减震层, 采用 5 mm 厚聚苯乙烯材料紧贴衬砌外围, 形成衬砌 - 聚苯乙烯泡沫层 - 围岩减震系统; 整个模型衬砌每 25 cm 为一段, 各段间用玻璃胶进行黏结, 以模拟原型中洞口段每 10 m 一道设置的纵向变形缝; 第 8 段衬砌周边围岩取消系统锚杆, 而第 7 段周边围岩按常规设置系统锚杆, 以比较加固围岩与否对隧道减震的影响。聚苯乙烯泡沫材料密度为  $1.5 \text{ kg/m}^3$ , 动弹性模量为  $4.5 \text{ MPa}$ , 泊松比为 0.4; 玻璃胶材料 60% 定伸应力弹性模量为  $0.18 \text{ MPa}$ , 拉伸强度为  $0.42 \text{ MPa}$ , 断裂伸张率为 400%。图 5 给出了模型中横向与纵向减震层的细部结构, 最终浇注完成的试验模型如图 6 所示。

2.4 测试方案

拟采集的数据包括: 地震激振过程中衬砌结构及围岩的加速度、结构动态应变、围岩与结构间的动态接触压力以及洞口建筑与洞口坡体的动态位移变形。测试仪器:

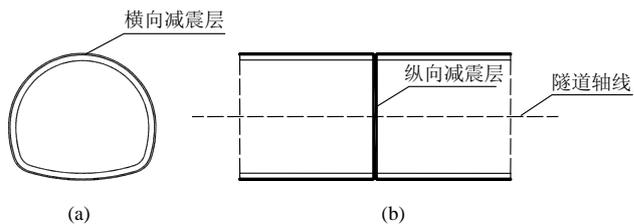


图 5 横向与纵向减震层的细部结构图

Fig.5 Detailed structure of lateral and longitudinal buffer layers



图 6 浇筑完成后的试验模型

Fig.6 Picture of the completed test model

(1) 微型土压力传感器, 型号为 DYB - 1, 量程为  $0.3 \text{ MPa}$ , 灵敏度为  $23.279 \text{ MPa/V}$ , 尺寸为  $\phi 15 \text{ mm} \times 5 \text{ mm}$ 。

(2) 三向加速度传感器, 型号为 DH301, 量程为  $\pm 20 \text{ m/s}^2$ , 灵敏度为  $0.659 \text{ V/g}$ , 尺寸为  $15 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} \times 5 \text{ mm}$ 。

(3) 应变片, 型号为 SZ120 - 10AA, 电阻值为  $(118.5 \pm 0.002) \Omega$ , 灵敏度系数为  $2.097 \pm 0.0057$ , 尺寸为  $10 \text{ mm} \times 3 \text{ mm}$ 。

(4) 激光位移传感器, 量程为  $400 \text{ mm}$ , 灵敏度为  $42.088 \text{ mm/V}$ , 尺寸为  $50 \text{ mm} \times 40 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$ 。

测试传感器的布置一方面充分结合该隧道动力反应已有理论计算和数值模拟结果<sup>[14]</sup>, 使预期测试结果在一定程度上能和已有研究结果相互印证; 另一方面在满足基本信息采集的前提下, 尽量精简, 避免因仪器布置造成人为结构面, 破坏模型完整性并影响测试结果。测试仪器布置方案如图 7 所示(G20, G21, G22, G23, G24, G25 为应变片; G22, G23 距离减震层  $1.0 \text{ cm}$ , G21, G24 距离减震层  $6.25 \text{ cm}$ ; G20, G25 距离减震层  $12.5 \text{ cm}$ )。

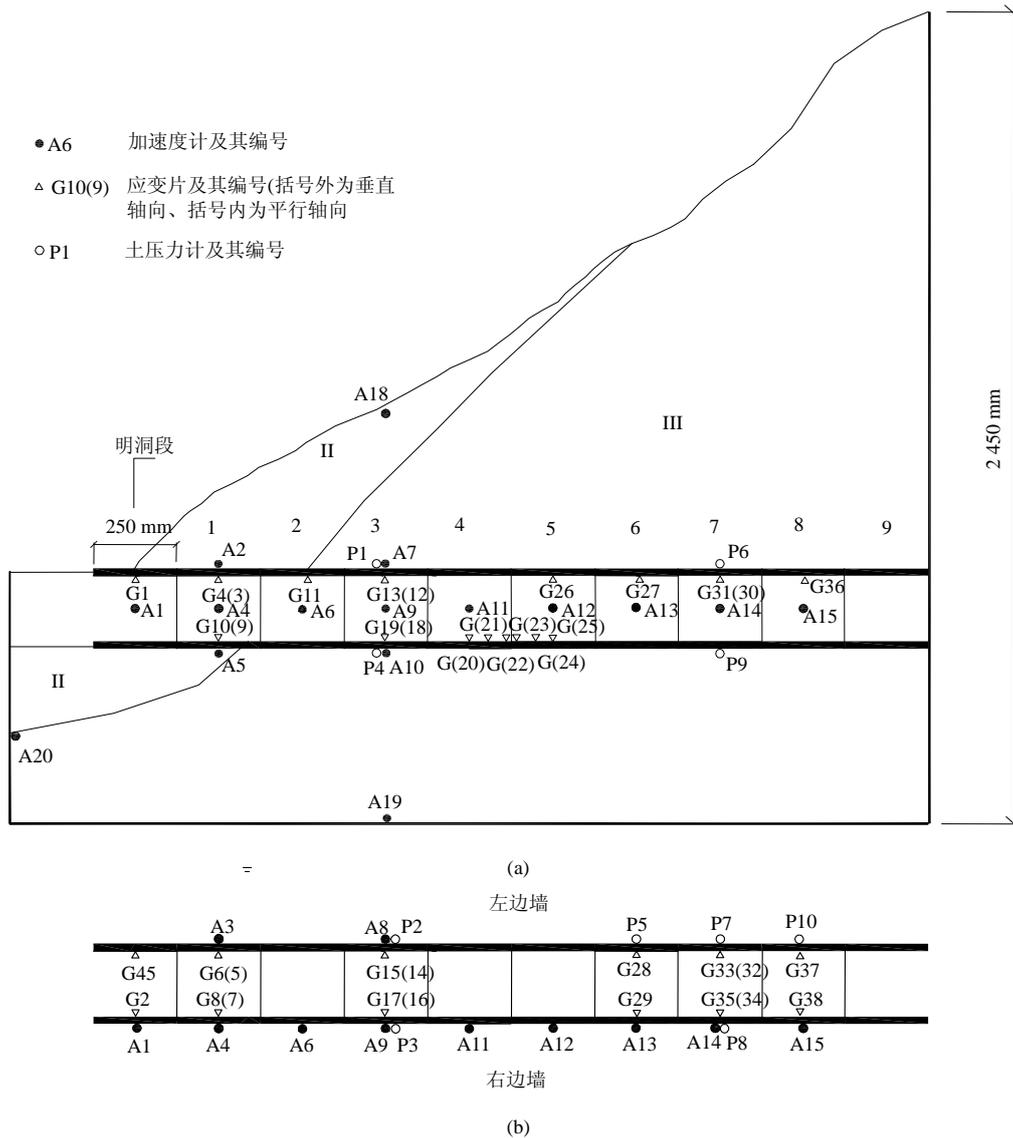


图7 测试仪器布置方案  
Fig.7 Layout scheme of testing instruments

### 2.5 地震输入及加载制度

地震输入采用相似换算后的场地人工模拟地震波和 Kobe 波。为获取尽量多的实测数据,考虑从 X 向(平行隧道轴线,即纵向)、Y 向(水平垂直隧道轴线,即横向)、Z 向(竖向垂直隧道轴线)、XY45°向、YZ45°向、XZ45°向及 XYZ(三向均成 45°,下同)向,按 50 a 一遇 63%, 10%, 5% 和 1% 超越概率由弱至强分多个工况进行试验。

据已有资料统计,一般竖向地震作用为水平地震作用的 1/2~2/3。本次试验中考虑竖向地震作用时(如 Z 向、YZ 45°向、XZ 45°及 XYZ 向),地震波峰值按 2/3 折减后进行叠加。图 8, 9 分别给出了其中超越概率为 63% 和 10% 的人工模拟地震加速度时程曲线。

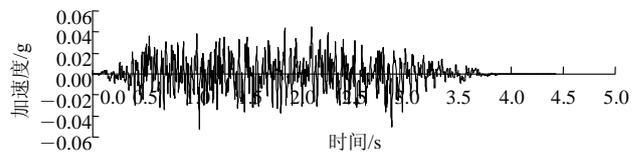


图8 超越概率 63% 的人工模拟地震波加速度时程曲线  
Fig.8 Time-history acceleration curve of artificial earthquake wave with 63% probability of exceedance

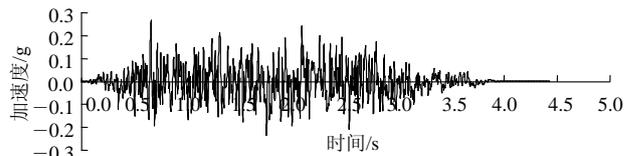


图9 超越概率 10% 的人工模拟地震波加速度时程曲线  
Fig.9 Time-history acceleration curve of artificial earthquake wave with 10% probability of exceedance

### 3 试验结果分析

有关试验中衬砌结构的地震动力反应结果不作重点介绍, 本文在此仅对模型中设置各类减震措施的试验效果进行分析和评价。

#### 3.1 洞口段减震设防区域研究

本文给出了不同超越概率的人工地震波在 X, Y, Z 三向同时加载工况下, 衬砌右边墙的横向加速度沿隧道轴向的变化曲线, 见图 10。图 11 为相同工况下, 右边墙轴向加速度沿轴向变化曲线。

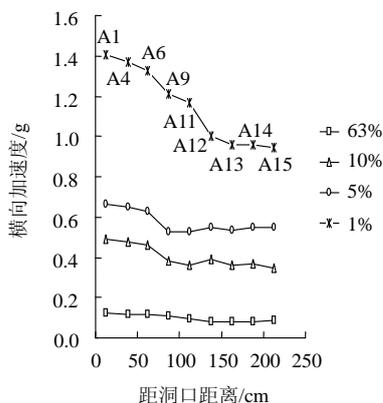


图 10 右边墙横向加速度沿轴向变化曲线

Fig.10 Variation curves of peak value of lateral acceleration at right side wall along axial direction

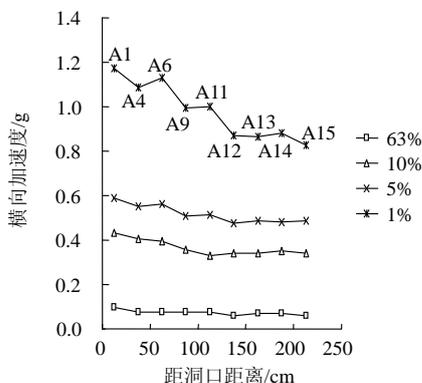


图 11 右边墙轴向加速度沿轴向变化曲线

Fig.11 Variation curves of peak value of axial acceleration at right side wall along axial direction

由图 10, 11 可知, 越靠近洞口, 衬砌加速度反应越大; 而且地震强度越大, 洞口放大效应越明显。一般从模型洞口进入洞内 120~150 cm(对应原型 48~60 m)后, 加速度反应开始逐步趋于平稳。试验结果分析表明: 衬砌动土压力、动应变等其他地震反应也表现出类似规律。可见, 从隧道洞口进入洞内 48~60 m 范围应为隧道减震设防的重点区域。

#### 3.2 横向减震层的减震效果

试验过程中在隧道衬砌第 6 段(见图 7)在常规支护基础上, 沿环向设置横向减震层; 第 7 段按常规支护; 第 8 段周边围岩不设置常规系统锚杆。表 2 列出了不同超越概率的人工地震波在横向(Y 向)激振工况下衬砌左边墙的动土压力峰值和变化幅值。

由表 2 可知, 63%超越概率地震波横向激振作用下, 未设置减震层的第 7 段左边墙动土压力(P7)变化幅值为 0.11 kPa, 而设置横向减震层的第 6 段动土压力(P5)变化幅值为 0.038 kPa, 减少约 65%; 10%超越概率地震波作用下减少约 78%; 5%超越概率地震波作用下减少约 89%; 1%超越概率地震波作用下减少约 84%。可见设置横向减震层后, 该工况下的动土压力得到了显著减弱, 减少幅度为 65%~89%。

表 3 列出了上述 3 段衬砌右边墙在不同超越概率地震波横向(Y 向)激振作用下的横向加速度反应峰值和变化幅值。

图 12 为第 6, 7 段衬砌右边墙在 63%超越概率地震波横向(Y 向)激振作用下的横向加速度反应时程。

由表 3 及图 12 可知: 63%超越概率地震波横向激振(Y 向)作用下, 未设置减震层的第 7 段右边墙加速度(A14)的变化幅值为 0.075 g, 而设置横向减震层的第 6 段右边墙加速度(A13)变化幅值仅为 0.020 g, 减少约 73%; 10%超越概率地震波作用下减少约 59%; 5%超越概率地震波作用下减少约 49%; 1%超越概率地震波作用下减少约 33%。可见设置横向

表 2 各衬砌段左边墙的土压力峰值及变化幅值

Table 2 Peak values of earth pressures and variation amplitudes at left side wall of the various segments

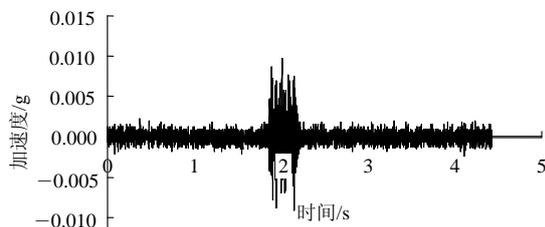
kPa

土压力 计编号	衬砌段号	63%超越概率工况			10%超越概率工况			5%超越概率工况			1%超越概率工况		
		最大值	最小值	变化幅值	最大值	最小值	变化幅值	最大值	最小值	变化幅值	最大值	最小值	变化幅值
P5	6	0.016	-0.022	0.038	0.042	-0.041	0.083	0.074	-0.047	0.12	0.17	-0.010	0.27
P7	7	0.060	-0.047	0.110	0.190	-0.190	0.380	0.560	-0.510	1.07	0.97	-0.700	1.67
P10	8	0.110	-0.086	0.200	0.390	-0.490	0.880	1.020	-1.320	2.33	1.95	-2.090	4.04

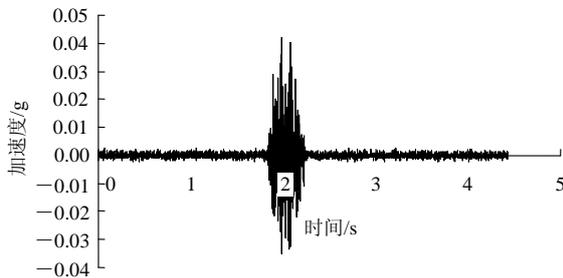
表3 各衬砌段及明洞段右边墙的横向加速度反应峰值及变化幅值

Table 3 Peak values of acceleration and variation amplitudes at right side wall of various segments and cut-and-cover section g

加速度计编号	位置	63%超越概率工况			10%超越概率工况			5%超越概率工况			1%超越概率工况		
		最大值	最小值	变化幅值	最大值	最小值	变化幅值	最大值	最小值	变化幅值	最大值	最小值	变化幅值
A1	明洞段	0.046	-0.050	0.096	0.249	-0.237	0.487	0.329	-0.332	0.661	0.784	-0.620	1.405
A4	第1段	0.044	-0.048	0.092	0.241	-0.234	0.475	0.319	-0.328	0.648	0.755	-0.644	1.399
A6	第2段	0.043	-0.047	0.090	0.231	-0.229	0.460	0.309	-0.321	0.629	0.755	-0.651	1.406
A9	第3段	0.040	-0.045	0.085	0.200	-0.181	0.380	0.270	-0.254	0.524	0.720	-0.489	1.209
A11	第4段	0.032	-0.035	0.067	0.185	-0.175	0.361	0.279	-0.250	0.529	0.704	-0.460	1.164
A12	第5段	0.020	-0.023	0.043	0.197	-0.193	0.389	0.297	-0.251	0.547	0.600	-0.400	1.000
A13	第6段	0.010	-0.010	0.020	0.093	-0.079	0.170	0.150	-0.130	0.280	0.360	-0.320	0.680
A14	第7段	0.040	-0.035	0.075	0.200	-0.210	0.410	0.240	-0.310	0.550	0.420	-0.590	1.010
A15	第8段	0.037	-0.045	0.082	0.230	-0.230	0.460	0.340	-0.290	0.630	0.610	-0.430	1.030



(a) 第6段衬砌右边墙, 设置纵向减震层



(b) 第7段衬砌右边墙, 未设置纵向减震层

图12 63%超越概率地震波作用下的横向加速度反应时程  
Fig.12 Time-history curves of acceleration response under the earthquake wave of 63% probability of exceedance

减震层后, 该工况下衬砌的加速度反应也得到了较明显的减弱, 减少幅度为 33%~73%。而且随地震强度增大, 纵向减震层的减震效果呈递减趋势, 这可能与减震层材料的吸能极限有关。

### 3.3 纵向减震层的减震效果

试验过程中各段衬砌间采用玻璃胶黏结材料模拟纵向减震层, 为研究该层的减震效果, 在第4, 5段衬砌间的纵向减震层附近仰拱部位沿轴向设置了跨缝应变片群以测取两侧的动态应变反应。

图13给出了不同超越概率地震波纵向(X向)激振条件下的纵向动态应变反应幅值。由图13可见,

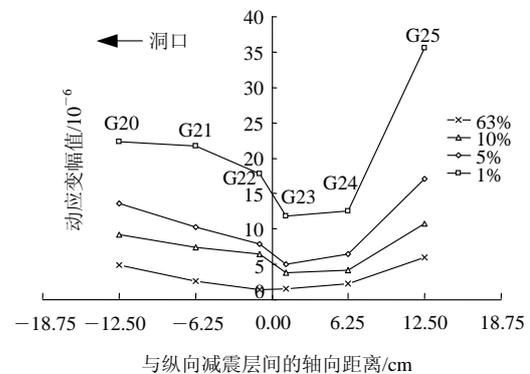


图13 纵向减震层两侧不同距离处的动态应变反应幅值  
Fig.13 Dynamic strain response amplitudes at different distances from both sides of the longitudinal buffer layer

在不同地震波作用下, 动态应变反应的最小幅值均发生在距离纵向减震层最近的 G23 上, 且整体有往隧洞深部转移的趋势; 距离减震层越远, 动态应变幅值越大。这表明纵向减震层能有效减少其附近区域衬砌的纵向应变, 通过合理设置纵向减震层间距, 可将衬砌的动态应变量级降低至工程安全可接受水平。

### 3.4 加固围岩的减震效果

表2列出了第7, 8段衬砌在不同超越概率的地震波横向(Y向)激振条件下的动土压力峰值和变化幅值对比情况。由该表可见, 未按常规加固围岩的第8段衬砌左边墙动土压力(P10)变化幅值为 0.20 kPa, 而加固围岩后的第7段衬砌在该位置的动土压力(P7)变化幅值仅为 0.11 kPa, 减少约 45%, 10%超越概率地震波作用下减少约 57%, 5%超越概率地震波作用下减少约 54%, 1%超越概率地震波作用下减少约 59%。由此可见, 通过设置系统锚杆, 围岩整体性增强, 横向激振条件下的动土压力也得到了

显著降低, 减少幅度为 45%~59%。相比之下, 加固围岩对衬砌动土压力的削弱效果要逊于设置横向减震层。

表 3 列出了第 7, 8 段衬砌右边墙在不同超越概率地震波横向(Y 向)激振工况下的横向加速度反应峰值和变化幅值对比情况。图 14 给出了这 2 段衬砌右边墙在 63%超越概率地震波作用下的加速度反应时程。

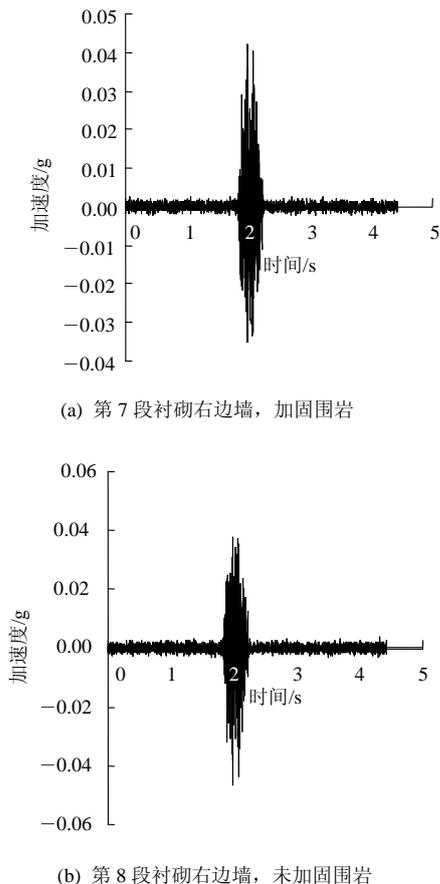


图 14 63%超越概率地震波作用下的加速度反应时程

Fig.14 Time-history curve of acceleration response under earthquake wave of 63% probability of exceedance

由表 3 及图 14 可知: 加固围岩后, 衬砌加速度仅得到了一定程度地减少。63%超越概率地震波作用下, 未加固围岩的第 8 段衬砌加速度(A15)变化幅值为 0.082 g, 而加固围岩的第 7 段衬砌加速度(A14)变化幅值为 0.075 g, 仅减少约 9%; 其余工况下, 加速度反应也只有少量减少, 减少幅度明显弱于设置横向减震层。这可能与模型制作中未能很好模拟实际围岩应力的释放和松散圈层的形成, 导致锚杆加固对围岩整体刚度的增强贡献不大有关。

## 4 结 论

(1) 隧道洞口段的地震反应在纵向(X 向)上存在放大效应, 即越靠近洞口, 地震反应越大; 且地震强度越大, 洞口放大效应越明显。一般从模型洞口进入洞内 120~150 cm(对应原型 48~60 m)后, 地震反应开始逐步趋于平稳, 该范围是隧道洞口段减震设防的重点区域。

(2) 模型试验结果表明: 设置横向减震层可显著减少横向(Y 向)激振条件下作用在衬砌上动土压力和横向加速度反应, 减少幅度分别可达 65%~89%和 33%~73%。设置纵向减震层可有效降低附近衬砌的动态应变反应, 通过合理设置纵向减震层间距, 可将应变量级降低至工程安全可接受水平。通过设置系统锚杆加固围岩, 可有效减少横向激振条件下衬砌的动土压力, 减幅为 45%~59%, 同时横向加速度也能得到一定程度的减弱。整体来看, 加固围岩的减震效果不如设置横向减震层。

(3) 文中分析主要针对单向地震加载工况下的试验结果。在组合加载工况下, 同样反映出类似规律, 但总体不如单向加载工况明显。考虑到实际地震作用方向的复杂性和随机性, 应该在上述认识基础上, 对隧道洞口段采取适当的综合减震措施。

**致谢** 试验过程中得到了重庆交通科研设计院结构动力工程所唐光武研究员、张又进高级工程师等的指导和大力支持, 在此表示衷心感谢!

## 参考文献(References):

- [1] 潘昌实. 隧道及地下结构物抗震问题的研究概况[J]. 世界隧道, 1996, (5): 7-16.(PAN Changshi. Study and summarization on the aseismic problem of tunnel and underground structure[J]. World Tunnel, 1996, (5): 7-16.(in Chinese))
- [2] 季倩倩, 杨林德. 地下铁道震害与震后修复措施[J]. 灾害学, 2001, 16(2): 31-36.(JI Qianqian, YANG Linde. Seismic damage and restoration measures of subway[J]. Journal of Catastrophology, 2001, 16(2): 31-36.(in Chinese))
- [3] 王秀英, 刘维宁, 张 弥. 地下结构震害类型及机制研究[J]. 中国安全科学学报, 2003, 13(11): 55-58.(WANG Xiuying, LIU Weining, ZHANG Mi. Study on the categorization and mechanism of

- seismic damage of underground structures[J]. China Safety Science Journal, 2003, 13(11): 55 - 58.(in Chinese)
- [4] SONG C M, WOLF J P. Dynamic stiffness of unbounded medium based on damping-solvent extraction[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1994, 23(2): 169 - 181.
- [5] KANESHIRO J Y, POWER M. Empirical correlations of tunnel performance during earthquakes and aseismic aspects of tunnel design[C]// Proceedings of Conference on Lessons Learned from Recent Earthquakes. Turkey: [s. n.], 1999: 461 - 480.
- [6] POWER M S, ROSIDI D, KANESHIRO J. Screening, evaluation and retrofit design of tunnels[R]. Buffalo, New York: National Center for Earthquake Engineering Research, 1996: 212 - 215.
- [7] 陈健云, 胡志强, 林 泉. 超大型地下洞室群的三维地震响应分析[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(4): 494 - 498.(CHEN Jianyun, HU Zhiqiang, LIN Gao. 3D seismic response study on large-scale underground group caverns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(4): 494 - 498.(in Chinese))
- [8] YOUSSEF M A H, JEFFREY J H, BIRGER S, et al. Seismic design and analysis of underground structures[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2001, 16(4): 247 - 293.
- [9] 张栋梁, 杨林德, 谢永利, 等. 盾构隧道抗震设计计算的解析解[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(3): 543 - 550.(ZHANG Dongliang, YANG Linde, XIE Yongli, et al. Analytical solution for aseismic design calculation of shield tunnels[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(3): 543 - 550.(in Chinese))
- [10] 邵根大, 骆文海. 强地震作用下铁路隧道衬砌耐震性的研究[J]. 中国铁道科学, 1992, 12(2): 92 - 108.(SHAO Genda, LUO Wenhai. An investigation on aseismic behaviors of railway tunnel lining during strong earthquake[J]. China Railway Science, 1992, 12(2): 92 - 108.(in Chinese))
- [11] 周德培. 强震区隧道洞口段的动力特性研究[J]. 地震工程与工程振动, 1998, 18(1): 124 - 130.(ZHOU Depei. Dynamic behavior of portal part of tunnel subjected to strong ground motion[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1998, 18(1): 124 - 130.(in Chinese))
- [12] 朱长安, 高 波, 索然绪. 强震区隧道洞口段振动台模型试验研究[J]. 现代隧道技术, 2008, 45(1): 48 - 52.(ZHU Chang'an, GAO Bo, SUO Ranxu. Shaking table test for portal section of a tunnel in high-intensity seismic region[J]. Modern Tunnel Technology, 2008, 45(1): 48 - 52.(in Chinese))
- [13] 杨俊杰. 相似理论与结构模型试验[M]. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2005.(YANG Junjie. Similarity theory and structure model test[M]. Wuhan: Wuhan University of Technology Press, 2005.(in Chinese))
- [14] 李育枢. 山岭隧道地震动力响应及减震措施研究[博士学位论文][D]. 上海: 同济大学, 2006.(LI Yushu. Study on earthquake response and vibration-absorption measures of mountainous tunnel [Ph. D. Thesis][D]. Shanghai: Tongji University, 2006.(in Chinese))
- [15] 来弘鹏, 谢永利, 杨晓华. 公路隧道衬砌断面型式模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(6): 740 - 744.(LAI Hongpeng, XIE Yongli, YANG Xiaohua. Model test study on sectional form of highway tunnel lining[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(6): 740 - 744.(in Chinese))