

# 黄草坪 2# 隧道洞口段大型振动台 物理模型试验研究

李育枢 李天斌 王 栋

(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# 隧道进洞口为原型开展大型振动台物理模型试验研究。介绍试验模型相似关系、模型材料、模型箱体设计、测试方案和加载制度,对隧道洞口段衬砌结构、洞门建筑以及洞口仰坡的加速度、动土压力、动态位移及动态应变反应规律进行系统分析,对黄草坪 2# 隧道洞口段的地震安全性进行评价。

**【关键词】** 隧道; 洞口段; 振动台模型试验

**【中图分类号】** TB 123; P 315. 8 **【文献标识码】** A doi:10. 3969/j. issn. 1007-2993. 2009. 03. 001

## Large Shaking Table Test for Portal Section of Huangcao Ping NO. 2 Tunnel

Li Yushu Li Tianbin Wang Dong

(State Key Lab of Geological Hazard Prevention & Geological Environment Protection, Chengdu 610059, Sichuan, China)

**【Abstract】** The entry portal of NO. 2 Huangcao Ping Tunnel located on State Highway of NO. 318 is selected as the prototype to make large shaking table test. Firstly, the similarity relation, the moulding material, the mouldcase design, the test scheme and the load subsequence is introduced, and then the dynamic response of acceleration, earth pressure, displacement and strain occurred on the portal lining, the portal structure and the portal slope is systematically analyzed, and finally give the evaluation on seismic safety of the NO. 2 Huangcao Ping Tunnel.

**【Key words】** tunnel; portal section; shaking table test

### 0 引言

近年来,隧道及地下结构的震害现象频繁出现<sup>[1-3]</sup>。5.12 汶川大地震中,震区已建和在建的隧道也出现了不同程度的损害。随着西部大开发的实施,在高烈度地震区或活动断裂带附近隧道工程的地震安全问题将会经常遇到。目前,国内对隧道抗震研究起步不久,而且主要集中在土—地下结构动力相互作用的相关研究上,对山岭隧道的地震反应及减震问题研究甚少,相应的振动台物理模型试验研究更为少见<sup>[4]</sup>。

黄草坪 2# 隧道为国道 318 线海子山—竹箐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,洞口边坡表层覆盖有较厚的第四系松散堆积层,深部为结晶灰岩,洞口段围岩以 II 类、III 类为主。在距离隧道 300 余米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 IX 度,隧道地震安全问题非常突出。针对潜在的地震危害,设计过程中采用了全洞身钢筋砼柔性衬砌,洞口部分衬砌每隔 10 m 设置纵向减震层,层间钢筋彻底断开;洞门建筑采用 C20 砼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标号均提高一级。

本文拟对该隧道进洞口段大型三维振动台物理模型试验方案设计进行介绍,然后结合洞口段衬砌结构、洞门建筑以及洞口仰坡的部分加速度、土压力、位移及应变反应测试结果进行系统分析,最后对该隧道的地震安全性进行评价。

### 1 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、图 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 $3\text{m}\times 6\text{m}$ ,最大试件质量 $35\text{t}$ ,最大倾覆力矩: $700\text{kN}\cdot\text{m}$ ;最大回转力矩 $350\text{kN}\cdot\text{m}$ ,工作频率范围 $0.1\sim 70\text{Hz}$ ,最大位移 $\pm 150\text{mm}(X)$ 、 $\pm 150\text{mm}(Y)$ 、 $\pm 100\text{mm}(Z)$ ;最大加速度: $\pm 1.0\text{g}(X)$ 、 $\pm 1.0\text{g}(Y)$ 、 $\pm 1.0\text{g}(Z)$ ,可三向六自由度同时加载。

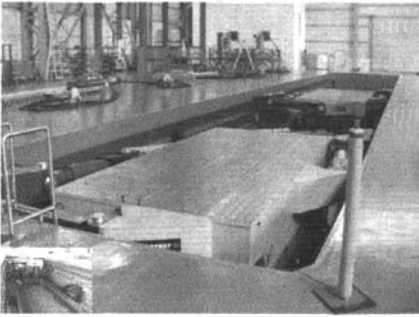


图1 台阵系统



图2 数字控制室

### 1.1 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,要使模型的设计参数与原型参数完全满足相似关系是十分困难的<sup>[6]</sup>,必须根据具体试验特点确定模型对原型的相似重点。本次模型试验的相似设计主要考虑了以下因素。

1) 试验中要考虑地震条件下洞口边坡的动力稳定问题,因此不能忽略地球引力的影响;同时由于原型和模型都处于同一重力场,因此确定重力加速度相似比 $C_a=1$ 。

2) 由于模型试验若要做到严格意义上的几何相似即应变相似比为1,长度、密度、弹模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,试验中没有要求严格的几何相似。

3) 试验主要模拟的是围岩与衬砌间的动力相互作用,除了应满足静力条件下的相似关系之外,还应保持动力条件下围岩模拟材料抗力的相似性。

4) 考虑振动台阵的台面尺寸、性能及试验能力的制约。

参照以上因素,根据相似理论<sup>[5]</sup>确定模型相似关系见表1。

表1 模型试验相似关系表

物理量	符号及关系式	相似比	物理量	符号及关系式	相似比
长度	$C_l$	1/40	应力	$C_\sigma=C_\varepsilon C_E$	0.0333
质量密度	$C_\rho$	1/0.75	应变	$C_\varepsilon=C_l C_E^{-1}$	0.667
弹性模量	$C_E$	1/20	位移	$C_u=C_l C_\varepsilon$	0.0167
时间	$C_t=C_l^{1/2}$	0.158	加速度	$C_a=C_l C_t^{-2}$	1
力	$C_F=C_l C_t C_\rho$	$2.83\times 10^{-5}$	频率	$C_w=C_t^{-1}$	6.324

### 1.2 模拟范围和内容

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边界上的反射问题。本次试验中采取了两种措施来消除反射效应对所关心区域测试结果的影响,一是在模型周边用聚苯乙烯泡沫做为吸能边界,二是将模拟边界取得尽可能远离隧道。据数值模拟研究结果<sup>[4]</sup>,当横向计算范围大于8倍洞径后通常可以取得比较稳定的计算结果。结合试验台阵尺寸和承载能力,本次试验模拟范围横向取隧道中轴线两侧各40m,共80m(原型隧道等效直径10.4m);纵向取K313+095~K313+205段,共110m;垂向最大取98m。根据已确定的模拟范围,按照表1中几何相似比缩放后,洞口段模型最大高度为2450mm,横向宽2450mm,纵向长2750mm(见图3)。

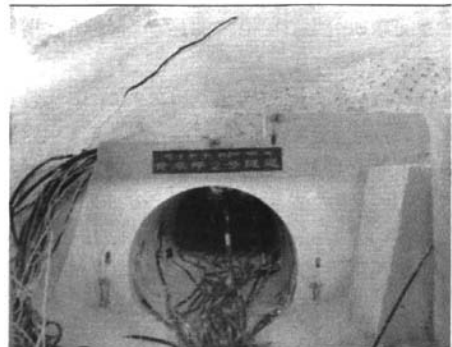


图3 试验模型

模拟考虑了隧道周边的Ⅱ类、Ⅲ类围岩和坡面防护措施,隧道结构考虑了洞门、洞口挡墙、隧道初衬和二衬,局部考虑了锚杆加固围岩、横向减震层、纵向减震缝等减震措施,力求与原型保持一致。

### 1.3 相似材料与模型箱设计

相似材料除了应具有符合相似关系且稳定的物理力学性质之外,还应满足加工方便、价格实惠等要求。经过多次比选、配比试验和动力性能测试,各相似材料选择如下①Ⅱ类围岩采用的质量组分配比为: $m(\text{重晶石}) : m(\text{氧化锌}) : m(\text{石英砂}) : m(\text{石膏}) : m(\text{甘油}) : m(\text{水}) = 63 \sim 70 : 6 \sim 10 : 14 \sim 20 : 3 \sim 6 : 2.3 : 15 \sim 16$ ;②Ⅲ类围岩采用: $m(\text{重晶石}) : m(\text{石英砂}) : m(\text{石膏}) : m(\text{乳胶}) : m(\text{甘油}) : m(\text{水}) = 70 \sim 75 : 6 \sim 10 : 13 \sim 14 : 5 \sim 7 : 0.8 \sim 1.0 : 14 \sim 15$ 。图4给出了隧址区各类岩土体的动剪模量-动剪应变曲线与Ⅱ类、Ⅲ类围岩动力测试实测值的关系,由图4可见,在较小应变( $< 2 \times 10^{-4}$ )范围内,Ⅲ类围岩相似材料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。

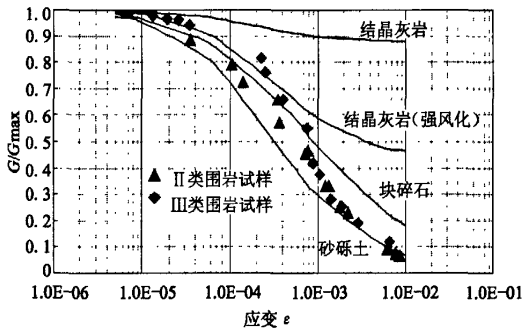


图4 场地岩土与围岩相似材料的动剪模量-动剪应变曲线

对二衬结构安全起控制作用的主要是抗弯能力和弯曲应变,模型相似应以抗弯刚度为主,参照文献[6]衬砌厚度相似比取  $C_h = C_c C_E^{-1/3}$ , 采  $m(\text{用石膏}) : m(\text{水}) = 1 : 0.7$ , 并内置钢筋网进行模拟,通过专用模具制作成型。初期支护锚杆按相似比换算为  $\phi 0.6 \text{ mm}$  细钢丝代替,长度按原型锚杆长度的  $1/40$  选取。洞口边坡喷锚支护采用水膏质量比为  $1 : 1$  的石膏浆液模拟 C20 喷砼,  $\phi 0.15 \text{ mm}$  钢筋网模

拟Ⅰ级钢筋网,锚杆长度按相似换算后取  $12.5 \text{ cm}$ ,锚头采用铝片按设计尺寸模拟。

横向减震层采用  $5 \text{ mm}$  厚聚苯乙烯材料将衬砌模型包裹,形成衬砌—聚苯乙烯泡沫层—围岩减震系统。原型中各  $10 \text{ m}$  段衬砌间的纵向变形缝采用玻璃胶材料进行模拟。

模型箱既要盛装的模型材料变形有一定约束,又要尽量避免试验过程中从边界反射回来的波动能量干扰测试结果。经多次试验研究,确定在模型箱内四周设置厚约  $22.5 \text{ cm}$  聚苯乙烯泡沫层作为吸能边界。由于模型整体质量将近  $20 \text{ t}$ ,为保证试验安全,模型箱主体框架由  $40 \text{ mm} \times 40 \text{ mm} \times 4 \text{ mm}$  等边角钢焊接而成,四周和底板铺  $2 \text{ mm}$  厚型钢板作围护。

### 1.4 测试方案与加载制度

拟采集的数据包括:地震激振过程中围岩内部及衬砌结构的加速度、结构动态应变、围岩与结构间的动态接触压力、洞口建筑与洞口坡体动态位移变形。测试仪器如下:微型土压力传感器型号为 DYB-1,量程  $0.3 \text{ MPa}$ ,灵敏度  $23.279 \text{ MPa/V}$ ,尺寸  $\phi 15 \text{ mm} \times 5 \text{ mm}$ ;三向加速度传感器型号为 DH301,量程  $\pm 20 \text{ m/s}^2$ ,灵敏度  $0.659 \text{ V/g}$ ,尺寸  $15 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} \times 5 \text{ mm}$ ;应变片型号为 SZ120-10AA,电阻值  $118.5 \pm 0.2\%$ ,灵敏度系数  $2.097 \pm 0.57\%$ ,尺寸  $10 \text{ mm} \times 3 \text{ mm}$ 。激光位移传感器,Leuze 公司产品,量程范围  $400 \text{ mm}$ ,灵敏度  $42.088 \text{ mm/V}$ ,尺寸  $50 \text{ mm} \times 40 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$ 。

传感器的布置方案一方面充分结合该隧道动力响应已有理论研究和数值计算结果<sup>[4]</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数量,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。试验仪器具体布置见图5,图中A代表加速度传感器,P代表土压力计,G代表应变片。

地震输入采用相似换算后的场地人工模拟地震波和 Kobe 波。考虑 X 向(轴向平行隧道)、Y 向(水平垂直隧道)、Z 向(竖向垂直隧道)、XY45°向、YZ45°向、XZ45°向以及 XYZ 向,按 50 年 63%、10%、5% 和 1% 超越概率从弱至强分多个工况进行试验。其中 63% 和 10% 超越概率的人工模拟地震波分别见图 6、图 7。

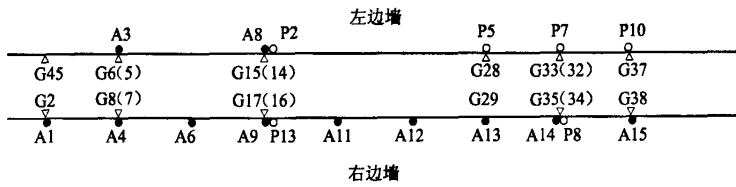
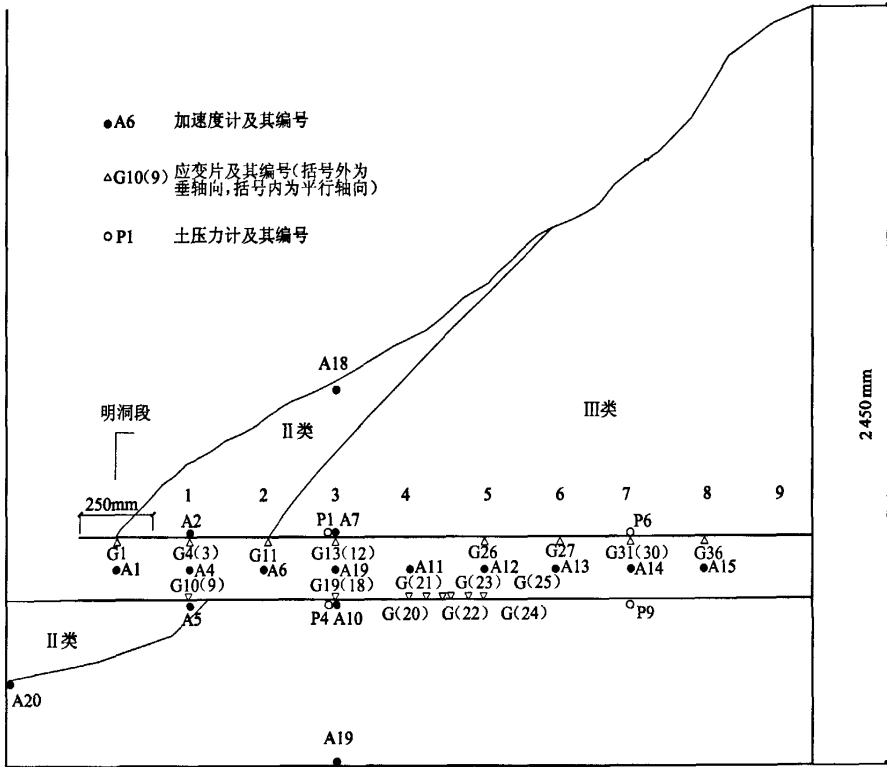


图5 测试仪器布置方案

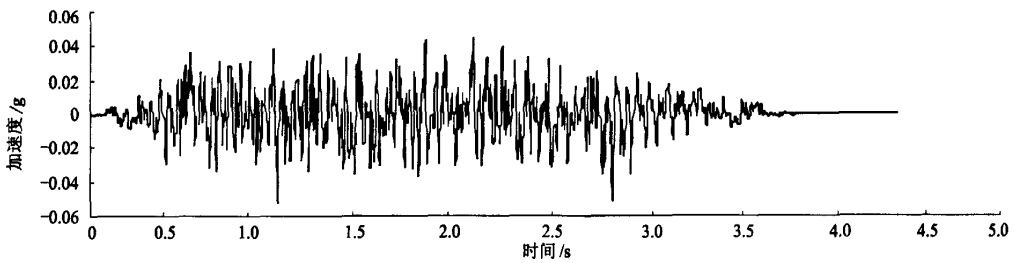


图6 超越概率63%的人工模拟地震波加速度时程

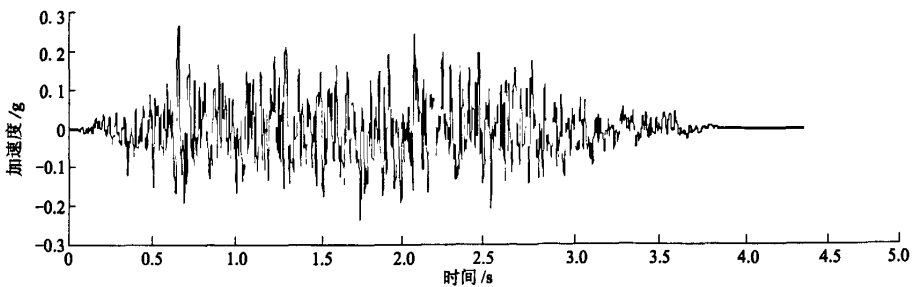


图7 超越概率10%的人工模拟地震波加速度时程

2 试验结果分析

考虑到黄草坪 2# 隧道周围 50 年内最有可能发生的为 63% 超越概率人工模拟地震波(相当于 6.4 级地震),本文在此主要结合该地震波单向输入工况下的部分试验结果进行分析。

2.1 衬砌结构地震反应

各种超越概率人工模拟地震波 Y 向激振工况下,隧道衬砌右边墙 Y 向加速度沿轴向的变化曲线见图 8,同样条件下 X 向激振时,右边墙 X 向加速度的轴向变化曲线见图 9。

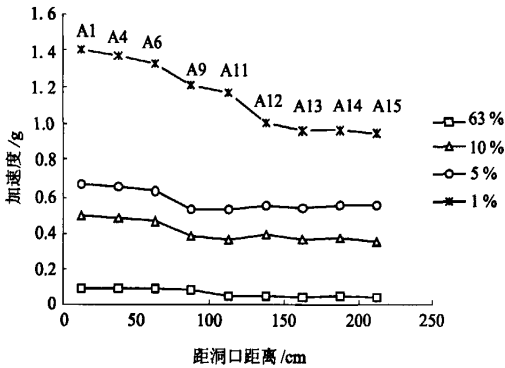


图 8 右边墙 Y 向加速度沿轴向变化曲线

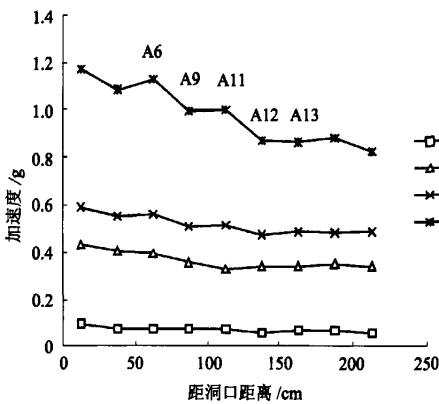


图 9 右边墙 X 向加速度沿轴向变化曲线

由图 8、图 9 可见,越靠近洞口,加速度反应越大;而且地震强度越大,洞口放大效应越明显。从模型洞口进入洞内 100~150 cm(对应原型 40~60 m)后,加速度反应开始趋于平稳。

仪器布置方案(见图 5)中 B-B' 剖面上各加速度传感器在 63% 超越概率人工模拟地震波横向(Y 向)激振条件下的加速度反应变化幅值见图 10。比较 A19、A10、A7、A18 可见,从模型底部竖直往上加速度反应幅值逐步增大,相对于底部,坡面加速度

反应幅值可以放大到两倍左右。此外,左边墙 A8 加速度幅值大于右边墙 A9,这可能与隧道的偏压地形有关。围岩到衬砌的加速度传递系数(A16/A8 或 A17/A9)可达到 1.15~1.25,可见地震条件下,隧道衬砌结构周边一定范围内存在动力反应的集中现象。

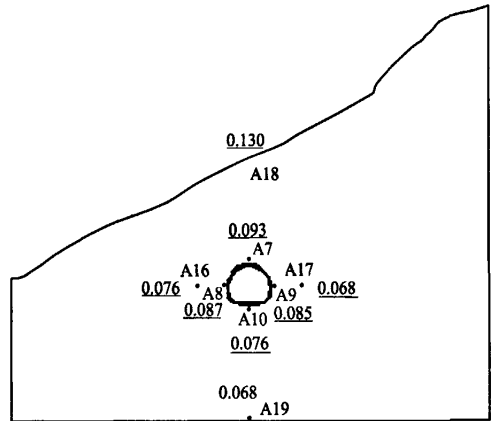


图 10 B-B' 横剖面上加速度反应幅值

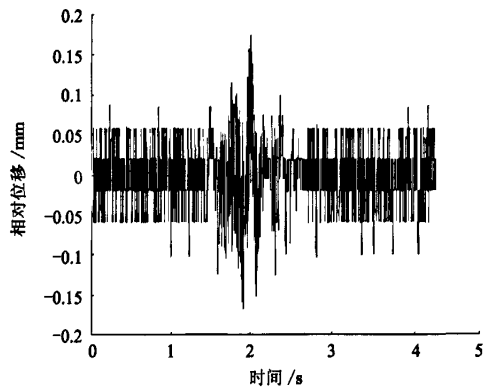


图 11 洞口衬砌的相对位移变化时程

为了研究横向(Y 向)地震条件下,洞口衬砌的位移变化规律,在从模型洞门往内 12.5 cm(相当于原型中 5 m)处安设了激光位移计测取左、右边墙的动态位移时程。试验结果表明:63% 超越概率人工地震波 Y 向激振工况下,右边墙的位移变化幅度为 6.27 mm,左边墙为 6.38 mm,换算到原型分别可产生 37.6 cm 和 38.3 cm 的位移。该工况下左、右边墙的相对位移时程曲线见图 11。由图 11 可见,地震过程中模型左、右边墙的相对位移约为 ±0.17 mm,相当于原型中可产生 2 cm 左右的相对位移。对于原型洞口附近的衬砌结构,该量级的变形有可能引起局部微小开裂,但不足

以导致过大变形破裂。模型试验过程中,洞口附近衬砌结构仅发现了局部的微小裂纹,上述认识得到了印证。

## 2.2 洞门建筑地震反应

试验过程中在洞门墙墙背和洞口右侧挡土墙墙背后分别设有土压力计 P11 和 P14(见图 12,虚线代表土压力计安设于墙体背后)。63%超越概率人工模拟地震波作用下洞口建筑的土压力反应情况见表 2。其中,Y 向地震时在挡土墙墙背产生了 0.056 kPa 的动土压力幅值,按相似关系换算到原型,可达到 2.67 MPa;对于洞门墙墙背,X 向激振时,动土压力幅值更大,可达到 0.265 kPa,在原型中相当于 12.72 MPa。可见,原型洞口建筑若无加强整体性的专项措施,该量级土压力足以对其造成坍塌或破裂。

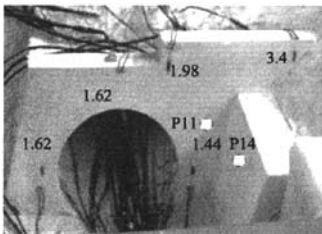


图 12 洞门墙应变片与土压力计布置及应变反应幅值/ $10^{-6}$

表 2 洞口建筑动土压力反应

工况	土压力计编号	位置	实测动土压力变化幅值/kPa	原型动土压力变化幅值/MPa
Y 向激振	P14	挡土墙墙背	0.056	2.67
X 向激振	P11	洞门墙墙背	0.265	12.72

洞门墙墙面不同位置的应变片在上述地震波 X 向激振时的动态反应变化幅值见图 12。由图可见最大值出现在墙顶靠右侧的临空部位。从应变量级来看,该地震强度不足以对洞门建筑产生过大破坏。模型制作过程中按原型设计要求对洞门墙与衬砌进行了整体浇注,洞口挡墙与洞门间用模拟钢筋进行了整体性连接,试验过程中,洞门建筑未出现明显裂缝。

## 2.3 洞口仰坡地震反应

洞口仰坡坡面加速度传感器 A18(见图 5)在 63%超越概率人工模拟地震波纵向(X 向)激振工况下的 X 向加速度反应时程曲线见图 13,反应最大

峰值 0.070 g,最小峰值-0.067 g,相对于输入地震波(见图 6)加速度最大峰值 0.052 g,放大倍数可达到 1.4 左右。

洞口仰坡坡面的动态位移反应时程见图 14。由图可见该地震条件下模型坡面动态位移变化幅度约为  $\pm 7.7$  mm,换算到原型,位移变化幅度可达 92.4 cm。模型试验过程当中,洞口仰坡坡面出现了多条裂缝,局部有细小掉块。这表明该地震条件下,原型中仰坡坡面可能出现局部的拉裂和崩落。

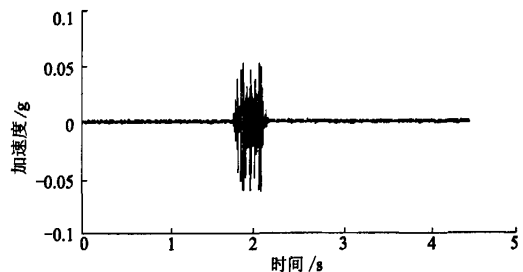


图 13 洞口仰坡坡面的加速度反应时程

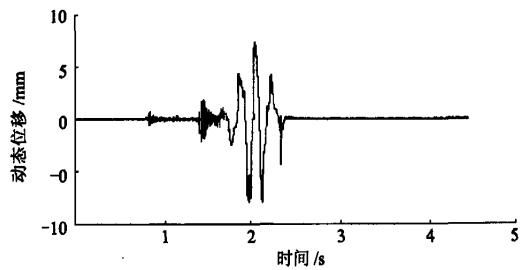


图 14 洞口仰坡坡面的动态位移时程

## 3 结论

1)地震条件下,隧道洞口段的地震反应在纵向(X 向)和横向(Y 向)上均存在放大效应。即纵向上越靠近洞口,加速度反应越大;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 100~150 cm(对应原型 40~60 m)后,加速度反应开始趋于平稳;横向上越接近坡面地表,地震反应越大,洞口段坡面相对于模型底部,加速度反应幅值可以放大到两倍左右。而且地震条件下,在横向上隧道衬砌结构周边一定范围内存在动力反应的集中现象,由围岩到衬砌的加速度传递系数可以达到 1.15~1.25。

2)63%超越概率人工地震波作用下,洞门墙墙背动土压力幅值可达到 2.67 MPa 左右,洞口挡土墙墙背可达到 12.72 MPa 左右,洞口建筑若无加强整体性的专项工程措施,该土压力足以对其

(下转第 118 页)

- [4] 盛煜,马巍,侯仲杰. 正冻土中水分迁移的迁移势模型[J]. 冰川冻土,1993,15(1):140-143.
- [5] 周扬,周国庆,张琦. 土体冻胀透镜体生长的广义准静态模型研究[J]. 中国矿业大学学报,2008,37(3):333-338.
- [6] 周国庆. 间歇冻结抑制人工冻土冻胀机理分析[J]. 中国矿业大学学报,1999,28:413-416.
- [7] 周金生,周国庆,马巍,等. 间歇冻结控制人工冻土冻胀的试验研究[J]. 中国矿业大学学报,2006,35(6):708-712.
- [8] 商翔宇. 冻土冻胀与冻结模式关系的试验与数值模拟研究[D]. 徐州:中国矿业大学,2005.
- [9] 别小勇. 人工冻土冻胀控制研究[D]. 徐州:中国矿业大学,2002.
- [10] Nixon J F. Discrete ice lens theory for frost heave in soils [J]. Canadian Geotechnical Journal. 1991(28):843-859.
- [11] 郑飞. 二值图像的实现过程[J]. 信息技术,2008(4):106-108.
- [12] Mageau D W, Morgenstern N R. Observations on moisture migration in frozen soils [J]. Canadian Geotechnical Journal,1980(17):54-60.

收稿日期:2009-03-24

(上接第114页)

造成坍塌或破裂。洞门墙应变最大值出现在墙顶的临空部位,但量级较小,该地震强度对洞门建筑影响不大。

3)63%超越概率人工地震波作用下,原型洞口仰坡坡面位移变化幅度可达92.4 cm。试验过程中,模型坡面出现了微小拉裂缝,局部有细小掉块,表明该地震条件下,原型隧道洞口仰坡可能出现局部的拉裂或较小塌落。

综合分析模型试验结果可见,有害地震反应主要发生在隧道洞口和坡面,在加强洞口建筑整体性以及适当加固洞口坡体的前提下,63%超越概率地震波(相当于6.4级地震)对黄草坪2#隧道危害不大,这一结论与最近5.12汶川大地震后的隧道震害调查结果是基本一致的。

#### 参 考 文 献

- [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.
- [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.
- [3] 王秀英,刘维宁,张弥. 地下结构震害类型及机理研究[J]. 中国安全科学学报,2003,13(11):55-58.
- [4] 李育枢. 山岭隧道地震动力响应及减震措施研究[D]. 上海:同济大学,2006.
- [5] 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.
- [6] 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.

收稿日期:2009-03-12