

组合支护结构作用下反倾层状岩质 边坡加速度响应振动台试验研究^①

付 晓, 范 刚, 刘飞成, 张建经

(西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要:设计并完成一个 1:30 的大比例尺高陡反倾层状岩质边坡的振动台模型试验, 坡体内部有 6 个软弱泥化夹层, 研究在组合支护体系作用下 EL Centro 地震波和汶川-清屏地震波激励下泥化夹层含水量发生变化时边坡的加速度动力响应规律。试验结果表明: (1) 坡面 X、Z 向加速度放大系数均具有非线性高程放大效应, 但前者大于后者; (2) 泥化夹层含水量的变化对坡面加速度放大效应影响显著, 注水后 X 向减小而 Z 向增大; (3) 支护体系作用下边坡临空面放大效应的现象受限制, 预应力锚索抗滑桩以下边坡基本不存在加速度放大效应; 边坡分级支护可有效降低 X 向加速度放大系数的高程增大效应, 但对 Z 向会产生不利作用; (4) 边坡的破坏模式为上部受软弱夹层滑动牵引而发生倾倒-拉裂变形, 导致顶部框架梁有可能最先发生破坏, 且破坏类型可能以绕坡顶为支点向坡体内侧转动, 引起上部的锚索产生拔出破坏。

关键词: 泥化夹层; 反倾岩质边坡; 加速度放大; 支挡结构; 振动台试验

中图分类号: TV223.3; TU457 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-0844(2015)03-0823-06

DOI: 10.3969/j.issn.1000-0844.2015.03.0823

Shaking Table Tests on the Acceleration Response of an Anti-dip Stratified Rock Slope with Composite Retaining Structure

FU Xiao, FAN Gang, LIU Fei-cheng, ZHANG Jian-jing

(School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, Sichuan, China)

Abstract: Using large 1:30-scale shaking table model tests, we studied the dynamic response characteristics of acceleration of a high steep anti-dip stratified rock slope containing six siltized intercalations with a composite retaining structure, by inputting EL Centro and Wenchuan seismic waves in the X- and Z-directions, respectively. Test results show that: (1) The acceleration amplification coefficient grew nonlinearly with increasing slope height in both the X- and Z-directions, and the values of the former were greater than the latter. (2) The acceleration magnification effect at the slope surface is significantly affected by the water content variations of the siltized intercalation. The X-direction amplification on the water-soaked soft interlayer decreased in comparison with that of the initial conditions, however, the opposite was true in the Z-direction. (3) By the action of the retaining structures, the more restricted the magnification intensity of the slope free face, the more the amplification effect can be ignored where the altitude is less than 1/3 of the slope height. With respect to the elevation amplification effect of X-direction acceleration, a slope supported by hierarchical implementation is beneficial, but it is disadvantageous in the Z-direction. (4) The tilt-split model may be used as a failure model for a counter-tilt layer rock slope under earthquake conditions, which is controlled by the sliding of weak layers, particularly after

① 收稿日期: 2014-08-20

基金项目: 交通运输部建设科技项目(2013318800020)

作者简介: 付晓(1987-), 男, 博士生, 主要从事边坡与支挡结构抗震等方面的研究。E-mail: f_u_xiao@126.com。

rain. Damage is possible from the upper frame beam rotating around the slope crest, which can be pulled out using the pre-stressed anchor cable as a fulcrum.

Key words: siltized intercalation; anti-dip rock slope; acceleration amplification; retaining structure; shaking table test

0 引言

“5·12”汶川地震和加利福尼亚 Northridge 地震等震害调查^[1-3]显示地震引起的边坡失稳是地震灾害的主要类型之一,因此边坡在地震作用下的稳定性分析成为岩土工程中一项重要研究内容。在组成边坡的岩体中以层状构造特征最为常见,通常根据边坡的倾向与结构面的倾向关系分为顺层岩质边坡和反倾岩质边坡。通常认为顺层岩质边坡容易沿层面发生滑坡破坏而反倾岩质边坡较安全,故对反倾边坡的研究尚少,尤其是其在地震作用下的稳定性研究。

Goodman 等^[4]首先运用极限平衡法研究反倾岩质边坡的稳定性评价;Prichard 等^[5]开展了反倾岩质边坡的应力-应变分析;黄秋香等^[6]通过现场监测推断存在较厚软弱层的反倾岩坡的变形模式为压缩-蠕变、倾倒-拉裂复合模式;位伟等^[7]讨论了岩层倾角、厚度及切坡角度对边坡稳定性的影响;左保成^[8]通过数组模型试验探讨了影响反倾岩质边坡稳定性的因素,得出岩层层面强度、岩层厚度是影响边坡稳定性的重要因素,而岩层倾角对边坡稳定性影响不大的结论;王林峰等^[9]构建了由一组结构面切割时反倾岩质边坡稳定性系数的力学计算方法;阿发友等^[10]以汶川地震王家坪滑坡为原型,通过振动台模型试验验证了反倾斜坡的变形破坏为浅层覆盖层的整体滑动和受浅层覆盖层滑动牵引而引起反倾岩层的倾倒-崩塌;杨国香等^[11]研究了反倾层状结构岩质边坡加速度响应特性及在地震作用下的破坏机制;李春生^[12]研究了强震作用下反倾岩质边坡地震响应与变形破坏机理。

从目前国内外的研究现状来看,鲜有关于支护结构作用下反倾岩质边坡的动力响应研究。本文基于实际工程背景,选取预应力锚索桩板墙(下部)+预应力锚索框架梁(上部)的组合式支挡结构作为含多个泥化夹层的高陡反倾岩质边坡的支护体系,对在泥化夹层含水量发生变化时支护结构的抗震性能开展大型振动台试验研究。

1 振动台模型试验

1.1 振动台概况

试验在中国核动力研究设计院振动台试验大厅

进行。试验设备为6自由度(沿3轴平动和绕3轴转动)6 m×6 m地震模拟试验台,其主要特性为:台面最大负载600 kN;水平向最大位移±150 mm,垂直向最大位移±100 mm;满载时水平向最大加速度1g,垂直向0.8g;空载时水平向最大加速度3g,垂直向2.6g;频率范围在0.1~80 Hz;实验数据采集系统为128通道BBM数据采集系统。

1.2 相似设计

在进行相似试验设计时,要使模型试验遵循所有的相似条件往往是很困难的,甚至不可能。为使模型试验能够尽可能真实地反映原型的动力特性,应抓住影响现象内在规律的主要因素而省略一些次要准则。本次试验选取几何尺寸、密度和加速度作为模型试验的控制量,按 Buckingham π 定理和量纲分析法导出其余物理量的相似关系。

1.3 模型设计制作及测点布置

根据现场勘察资料,拟研究的原型边坡为泥质粉砂岩和粉砂质泥岩互层,两者均为软岩。试验采用重晶石:砂子:石膏:水=1:0.2:1:0.2的配比制作5 cm×10 cm×10 cm的模块砌筑边坡,泥化夹层取场地原状土样模拟(表1)。模型试验中混凝土抗滑桩和框架地梁根据结构的抗弯刚度 EI 的相似比关系采用木条模拟,预应力锚索采用12 mm×3 mm(宽×厚)的Q235钢片模拟,通过拉力传感器来控制预应力的变化和监测轴力的变化。

表1 相似材料主要参数

Table 1 Mechanical parameters of similar material

	密度/ ($g \cdot cm^{-3}$)	弹性模 量/MPa	内摩擦 角/(°)	黏聚力 /kPa	抗压强 度/MPa
模块	2.4	375	35	1.2×10^3	3.2
泥化夹层	-	-	12	0.75	-

图1为反倾层状岩质边坡试验方案及传感器测点位置图。图中A代表加速度传感器,L代表拉力传感器,J代表激光位移计,所有传感器均沿模型边坡中轴线布设。该模型边坡内部含有6个泥化夹层,支护结构从下到上依次为预应力锚索桩板墙、预应力锚索框架(两级支护)。制作完成后的模型全貌见图2。

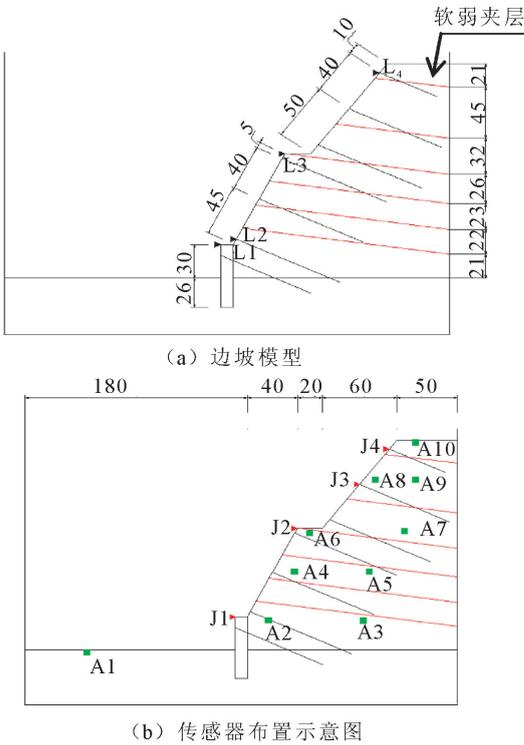


图 1 反倾岩质边坡模型及传感器布置示意图

Fig.1 Diagram of anti-dip rock slope model and sensor arrangement



图 2 制作完成后的模型全貌

Fig.2 The complete picture of test model

1.4 试验加载

试验共输入三种类型的地震波:EL Centro 地震波(代号 EL)、汶川—清屏波(代号 WC)和人工波。考虑模型相似比及岩层面间剪切破坏能量等因素的影响,试验采用原波进行 XZ 双向激振,试验开始前、结束后及输入地震波峰值加速度发生改变时都进行时间长度不小于 48 s 的高斯平稳白噪声激振的微震试验。具体加载制度如表 2 所列。

表 2 振动台试验加载工况
Table 2 Loading conditions of shaking table test

地震波	峰值加速度/g	
	注水前	注水后
汶川—清屏波	0.1,0.15,0.21,0.3	0.1,0.15,0.21,0.3,0.4,0.6
EL Centro 波	0.1,0.15,0.21,0.3	0.1,0.15,0.21,0.3,0.4,0.6
人工波	0.1,0.15,0.21,0.3	0.1,0.15,0.21,0.3,0.4,0.6

2 模型试验结果分析

为研究含软弱夹层的反倾层状岩质边坡在支护结构作用下的抗震性能,本次模型试验从输入地震波类型、峰值及软弱夹层含水量的变化等方面进行讨论。对模型加速度放大系数的分析,均为各测点的峰值加速度与自由场测点(即 A1)的峰值加速度的比值。

2.1 软弱夹层干燥状态下加速度响应

(1) 水平向加速度放大系数

汶川波激振下,坡面的加速度放大系数随高程的增加而增大,随输入地震波峰值加速度的增大而变大,边坡分级处加速度放大系数具有明显的非线性特征。但当输入 $PGA=0.3g$ 地震波时各测点的加速度放大系数均开始出现减小的现象,尤其是边坡中下部基本上不存在加速度放大效应。坡体内部的加速度放大趋势现象与坡面上的一致,坡面上各测点的加速度放大系数略大于坡体内部,说明在该支护结构体系作用下边坡水平向加速度放大系数的临空面放大效应显著减小(图 3)。同时由于该振动台试验中受模型边坡长度条件的限制,坡体内部的个别加速度测点由于离锚索距离较近,导致其测量的加速度与坡面上的相差不大。

EL Centro 波激振下,坡体内部的加速度放大趋势现象与坡面上的一致,限于篇幅本文只给出坡面上的放大效应(图 4)。与汶川波激振时不同的是 EL Centro 波激振下输入 $PGA=0.3g$ 地震波时,坡面各测点的加速度放大系数增加较剧烈且大于汶川波激振时,其他工况下各测点的加速度放大系数相差不大且均小于汶川波激振时。由此可得出,在支护结构体系作用下,坡面加速度放大系数的非线性高程增大效应和临空面放大效应受限制的现象与输入地震波类型无关,加速度放大系数出现转折点的峰值加速度与输入地震波的类型有关,但在输入 $PGA \leq 0.3g$ 地震波时,坡顶的加速度放大系数的最大值为 1.9。

(2) 竖直向加速度放大系数

在输入地震波作用下,坡面上各测点的竖直向加速度放大系数为 0.95~1.17(图 5)。坡体中上部

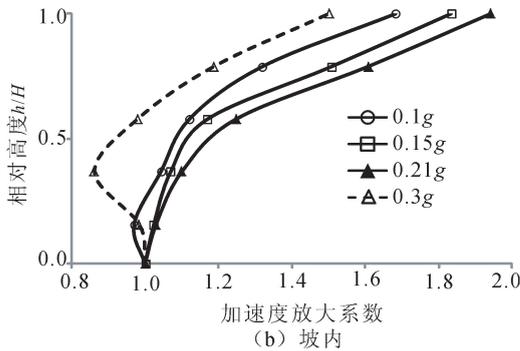
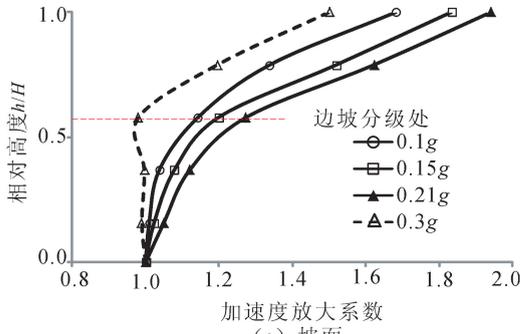


图3 汶川波激振下坡面及坡内 X 向加速度放大系数

Fig.3 Acceleration amplification coefficients in X-direction of the slope surface and inner slope under WC wave

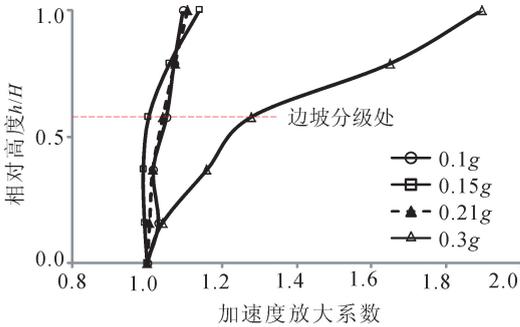


图4 EL Centro 波激振下 X 向加速度放大系数

Fig.4 Acceleration amplification coefficient in X-direction under EL centro wave

的竖

直向加速度放大系数略大于坡体下部,但无明显的非线性高程放大效应,说明支护结构的作用和软弱夹层的存在显著地改变了边坡坡面上的竖直向加速度放大效应。在组合支护结构体系作用下,坡面上各测点的水平向加速度放大系数均大于竖直向。

2.2 软弱夹层饱和状态下的加速度响应

(1) 水平向加速度放大效应

软弱夹层在注水饱和状态下,其水平向加速度放大系数随着高程的增加呈非线性增大趋势,随着输入地震波 PGA 的增加而增大(图 6)。在输入地

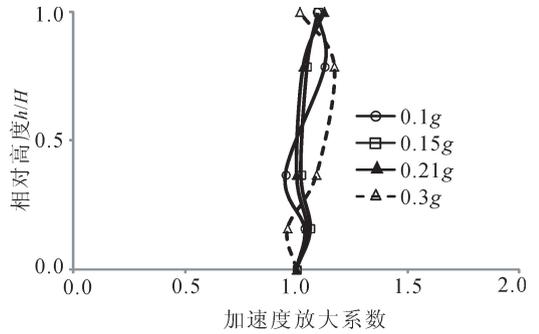


图5 汶川波激振下 Z 向加速度放大系数

Fig.5 Acceleration amplification coefficients in Z-direction under WC wave

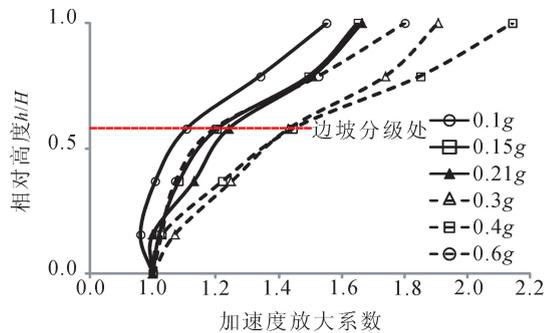


图6 汶川波激振下 X 向加速度放大系数

Fig.6 Acceleration amplification coefficients in X-direction under WC wave

震波 $PGA = 0.3g$ 时,坡体顶部的水平向加速度放大系数显著增加,在 $PGA = 0.4g$ 时达到最大。当激振加速度峰值不大于 $0.21g$ 时,受预应力锚索抗滑桩和框架地梁的共同作用,坡面中下部位受软弱夹层的影响不明显,其水平向加速度放大系数较小,且差异不大,最大值为 1.13,这表明在组合支挡结构的作用下坡体中下部的整体性较强。在预应力锚索抗滑桩和预应力锚索框架结合处,其水平向加速度并没有异常现象,这表明组合支挡结构结合处虽然约束作用相对较弱,但对水平向加速度放大系数的影响可以忽略不计。

软弱夹层在注水饱和状态与干燥状态下的比较:在输入地震波 $PGA \leq 0.21g$ 时,泥化夹层饱水前各测点的加速度放大系数均大于饱水后;当输入地震波 $PGA = 0.3g$ 时由于其加速度放大系数在饱水前开始减小而饱水后仍然随激振加速度峰值的增加而增大,故表现为饱水前小于饱水后。产生这种现象的原因可能是由于软弱夹层饱水后,其抗剪强度降低导致层与层之间的往复性滑动增强进而增加了能量的消耗,地震波携带的能量在坡体内向上传播的过程中衰减变快。坡体下部 3 层软弱夹层最先

达到塑性状态,坡体顶部即第二级边坡的软弱夹层达到塑性状态的时间晚于底部,其在 0.4g 时加速度峰值放大系数达到最大。由此可判断岩层倾角较小的含软弱夹层的反倾高陡岩质边坡在组合支挡结构的作用下,岩层的破坏模式为受软弱夹层滑动牵引而发生倾倒-拉裂,导致框架梁上部最有可能先发生破坏,且破坏类型为以坡顶为支点向坡体内侧转动,导致顶部的锚索产生拔出破坏。地震作用下坡面框架测点的动位移峰值和永久变形值也能证明这种破坏类型的发生,如 $PGA=0.3g$ 时, J2 测点的动位移峰值和永久变形值分别为 3.77 mm 和 -3.04 mm,而坡顶 J4 测点分别为 1.92 mm 和 -1.00 mm。

组合支护结构作用下, EL Centro 波激振时坡面上的水平向加速度放大系数具有明显的分带性,即当输入地震波 $PGA \leq 0.3g$ 时,坡面上各测点的加速度放大系数较小且不同激振加速度峰值时其值基本相同;输入地震波峰值为 0.4g 和 0.6g 时二者的加速度放大系数明显增大,但其值基本相同(图 7)。与软弱夹层注水前比较:在输入地震波 $PGA \leq 0.21g$ 时,坡面的水平向加速度放大系数注水后略小于注水前,但差别不大,也就是说可以不考虑泥化夹层含水量变化的影响;当输入地震波 $PGA=0.3g$ 时,注水后的坡面水平向加速度放大系数基本不随激振输入地震波 PGA 的增加而增大,明显小于注水前。产生这种现象的原因可能是由于泥化夹层注水后其剪切强度明显降低,岩层之间相互错动的趋势增强,拉筋的弹性变形增强,在往复循环的拉伸-回弹变形过程中消耗能量急剧增多,从而导致放大系数显著减小。如图 8 所示,拉筋轴力监测点 L3

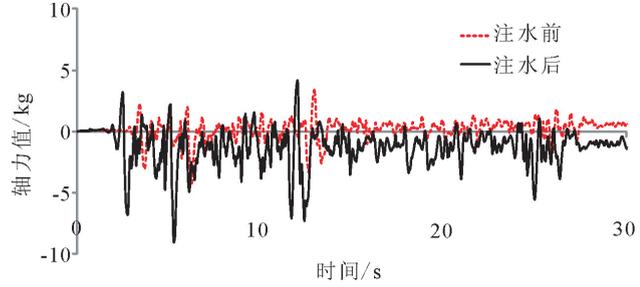


图 8 锚索监测点 L3 的响应轴力时程曲线 ($PGA=0.3g$)

Fig.8 Response axial force time-history curves at monitoring point L3 ($PGA=0.3g$)

与汶川波激振时比较:组合支护结构作用下含泥化夹层的反倾岩质边坡,在地震波 PGA 相同时, EL Centro 波激振时坡面上的水平向加速度放大系数均小于汶川波激振下;随着输入地震波 PGA 的不同, EL Centro 波激振时坡面的加速度放大系数具有分带特征,在 $PGA=0.4g$ 时加速度放大系数才开始出现增大的现象,而汶川波激振时其放大系数随输入地震波峰值加速度的增大逐渐增大,在 $PGA=0.4g$ 时达到峰值。

(2) 竖直向加速度放大效应

泥化夹层注水后,坡面各测点的竖直向加速度放大系数介于 1.01~1.36 之间,基本上随着高程的增加而增大(图 9)。A2 测点的竖直向加速度放大系数略大于 A4,造成这种现象的原因是由于 A2 位于不同类型支护结构的结合处,其约束作用相对较弱。泥化夹层注水后,在组合支护体系作用下,反倾岩质边坡 1/3 高度以下基本不存在加速度放大效应,坡面上各测点的水平向加速度放大系数均大于竖直向。

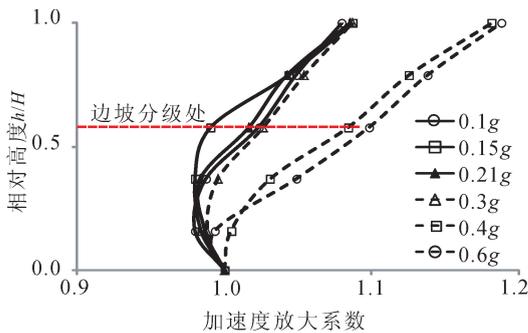


图 7 EL Centro 波激振下 X 向加速度放大系数
Fig.7 Acceleration amplification coefficients in X-direction under EL Centro wave

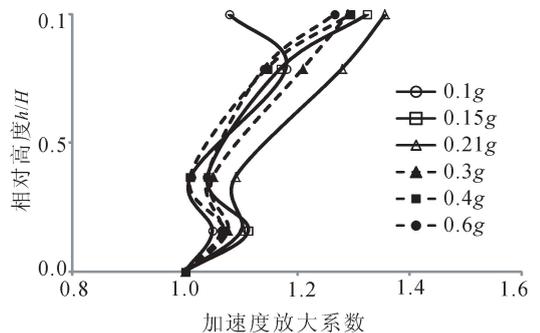


图 9 汶川波激振下 Z 向加速度放大系数
Fig.9 Acceleration amplification coefficients in Z-direction under WC wave

的轴力响应时程曲线的波动性在泥化夹层注水后显著大于注水前。

3 结论

本文依据某原型工点设计并完成了—个 1:30 的大比例尺高陡反倾层状岩质边坡的振动台模型试验,通过分析试验数据,得出以下结论:

(1) 在组合支护结构作用下,坡面水平向加速度放大系数的非线性高程增大效应和临空面放大效应均受限制,与输入地震波类型无关。其值在汶川波激振下随着输入地震波 PGA 的增加而呈现先增加后减小的现象,但出现转折点时的 PGA 受泥化夹层含水量变化的影响显著,注水前早于注水后;EL Centro 波激振时注水饱和后坡面上的水平向加速度放大系数具有明显的分带特征;

(2) 坡面各测点的竖直向加速度放大系数在泥化夹层含水量增加时具有明显的非线性高程放大效应,且均小于水平向加速度放大系数;注水后的水平向加速度放大系数小于注水前,竖直向加速度放大系数则相反;

(3) 组合支护体系作用下坡体中下部的抗震加固效果显著,预应力锚索桩板墙以下基本不存在加速度放大效应;边坡分级支护可有效降低水平向加速度放大系数的增加,但会使竖直向加速度放大系数增大,从而产生不利作用;

(4) 对于岩层倾角较小的含多个软弱夹层的反倾高陡岩质边坡,在组合支护结构作用下,边坡的破坏模式可能为上部受软弱夹层滑动牵引而发生倾倒-拉裂变形,导致顶部框架梁最有可能先发生破坏,且破坏类型可能为以坡顶为支点向坡体内侧转动,引起上部的锚索(杆)产生拔出破坏。

参考文献(References)

[1] Mario Parise, Randall W Jibson. A Seismic Landslide Susceptibility Rating of Geologicunits Based on Analysis of Characteristics of Landslides Triggered by the 17 January, 1994 Northridge, California Earthquake[J]. Engineering Geology, 2000,58 (3/4): 251-270.

[2] 庄卫林.汶川地震公路震害调查(路基)[M].北京:人民交通出版社,2012.

ZHUANG Wei-lin. Survey on Highway Seismic Hazard of Wenchuan Earthquake: Volume II Subgrade [M]. Beijing: China Communications Press, 2012. (in Chinese)

[3] 黄润秋,李为乐.“5·12”汶川大地震触发地质灾害的发育分布规律研究[M].岩石力学与工程学报,2008,27(12):2585-2592.

HUANG Run-qiu, LI Wei-le. Research on Development and

Distribution Rules of Geohazards Induced by Wenchuan Earthquake on 12th May,2008[J].Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008,27(12):2585-2592. (in Chinese)

[4] Goodman R E, Bray J W. Toppling of Rock Slopes[C]//Proceedings,Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes,1977:201-234.

[5] Pritchard M A,Savingny K W.The Heather Hill Landslide,an Example of a Large Scale Toppling Failure in a Natural Slope [J].Canadian Geotechnical Journal,1991(28):410-422.

[6] 黄秋香,汪家林.某具有软弱夹层的反倾岩坡变形特征探索[J].土木工程学报,2011,44(5):109-114.

HUANG Qiu-xiang, WANG Jia-lin. Study of the Deformation Characteristics of an Anti-dip Slope With Soft Internal Layers [J].China Civil Engineering Journal,2011,44(5):109-114. (in Chinese)

[7] 位伟,段绍辉,姜清辉,等.反倾边坡影响倾倒稳定的几种因素探讨[J].岩土力学,2008,29(增刊):431-434.

WEI Wei,DUAN Shao-hui,JIANG Qing-hui,et al.Research on Some Factors Influencing the Toppling Stability in Anti-inclined Slope[J].Chinese Rock and Soil Mechanics,2008,29 (Sup):431-434. (in Chinese)

[8] 左保成.反倾岩质边坡破坏机理研究[D].武汉:中国科学院武汉岩土力学研究所,2004.

ZUO Bao-cheng.Study on Losing Stability Mechanics of Counter-tilt Rock Slopes[D].Wuhan:Lnstitute of Rock and Soil Mechanics,Chinese Academy of Sciences,2004.(in Chinese)

[9] 王林峰,陈洪凯,唐红梅.反倾岩质边坡破坏的力学机制研究[J].岩土工程学报,2013,35(5):884-889.

WANG Lin-feng,CHEN Hong-kai,TANG Hong-mei.Mechanical Mechanism of Failure for Anti-inclined Rock Slopes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2013,35(5):884-889. (in Chinese)

[10] Fayou A,Kong J M,Ni Z Q.Model Test on Deformation and Failure of Excavated Anti-dip Slope Under Seismic Loading [J].Disaster Advances,2012,5(2):41-47.

[11] 杨国香,叶海林,伍法权,等.反倾层状结构岩质边坡动力响应特性及破坏机制振动台模型试验研究[J].岩石力学与工程学报,2012,31(11):2214-2221.

YANG Guo-xiang, YE Hai-lin, WU Fa-quan, et al. Shaking Table Model Test on Dynamic Response Characteristics and Failure Mechanism of Antidip Layered Rock Slope[J].Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31 (11):2214-2221. (in Chinese)

[12] 李春生.强震作用下反倾岩质边坡地震响应与变形破坏机理研究[D].哈尔滨:中国地震局工程力学研究所,2011.

LI Chun-sheng.Study on Seismic Response and Deformation Failure Mechanism of Countertendency Layered Rock Slope Under Strong Earthquake[D].Harbin:Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration,2011. (in Chinese)