DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2025.06.001 文章编号:1671-2579(2025)06-0001-09

含泥化夹层岩质边坡地震响应特征振动台试验及数值模拟

段成刚[1],方彦林[2*],田叶青[3],周志军[3]

(1.云南省交通综合行政执法局质监支队,云南 昆明 650228;2.西安工业大学 建筑工程学院,陕西 西安 710021;3.长安大学 公路学院,陕西 西安 710064)

摘要:为研究含泥化夹层岩质边坡在地震作用下的宏观破坏过程与动力响应特征,揭示泥化夹层对边坡稳定性的影响,该文设计了凹凸两种坡形的相似边坡模型,开展振动台试验,并结合有限元分析进行数值建模分析,对比两种方法所得结果。结果表明:① 模型边坡的宏观变形破坏过程分为3个阶段:泥化夹层错动与裂缝产生、泥化夹层滑移与裂缝扩展、坡体崩塌破坏;② 地震荷载对边坡稳定性具有决定性影响,随着地震加速度幅值增大,边坡破坏程度加剧;③ 泥化夹层是边坡的薄弱部位,在地震作用下首先出现张拉裂缝,是诱发边坡失稳的关键因素;④ 两种边坡的地震加速度响应特征表现为:随着地震荷载增大,峰值加速度(Peak Ground-Motion Acceleration,PGA)放大系数先显著上升后缓慢下降;二者的地表峰值加速度放大系数曲线趋势基本一致,在第3层夹层附近及坡肩处的数值明显高于其他测点;凹形边坡的PGA放大系数整体略大于凸形边坡,其折线趋势更曲折,放大效应更为复杂;⑤ 数值模拟结果显示,当地震加速度幅值为0.6g时,边坡失稳破坏。但凹凸两种坡形边坡的破坏模式存在差异:凹形边坡表现为坡肩崩塌及变坡点附近滑移破坏;凸形边坡则以变坡线崩塌破坏为主。整体而言,凸形边坡的抗震稳定性略优于凹形边坡。

关键词:边坡工程;泥化夹层;岩质边坡;地震荷载;振动台试验;地震数值分析

中图分类号:U416.14 **文献标志码:**A

Shaking Table Test and Numerical Simulation of Seismic Response Characteristics of Rock Slope with Muddy Interlayer

DUAN Chenggang[1], FANG Yanlin[2*], TIAN Yeqing[3], ZHOU Zhijun[3]

(1. Quality Supervision Detachment of Yunnan Provincial Administration of Transportation Comprehensive Law Enforcement, Kunming, Yunnan 650228, China; 2. School of Civil & Architecture Engineering, Xi'an Technological University, Xi'an, Shaanxi 710021, China; 3. School of Highway, Chang'an University, Xi'an, Shaanxi 710064, China)

Abstract: In order to study the seismic macroscopic failure process and dynamic response characteristics of rock slope with muddy interlayer and reveal the influence of muddy interlayer on slope stability, a similar slope model with concave and convex slope types was designed, and shaking table test was carried out; finite element analysis was used for numerical modeling analysis, and the results obtained by the two models were compared. The results show that: ① The macroscopic deformation and failure process of the model slope is divided into three stages. Muddy interlayer dislocates, and cracks occur; mud interlayer slips, and cracks expand; slope collapses; ② The seismic load has a decisive influence on the stability of the slope. With the increase in the seismic acceleration amplitude, the slope damage becomes more serious; ③ Muddy interlayer is the weak part of the slope. Under the influence of the earthquake, tension cracks first appear, which is a key factor in triggering the instability of the slope; ④ The seismic acceleration response characteristics of the two slopes are as follows: with the increase in seismic load, the peak ground-motion acceleration (PGA) amplification coefficient first significantly increases and then slowly decreases. The curve trend of the PGA amplification

收稿日期:2023-09-07 **修回日期:**2024-03-16

基金项目:国家自然科学基金资助项目(编号:42372323)

作者简介:段成刚,男,高级工程师.E-mail:1918004762@qq.com

***通信作者:**方彦林,男,硕士研究生.E-mail:1244659691@qq.com

coefficient of the two slopes is basically the same. The values near the third interlayer and at the slope shoulder are significantly higher than other measurement points. The PGA amplification factor of the concave slope is slightly larger than that of the convex slope, and the trend of the broken line is more tortuous, showing a more complicated amplification effect; ⑤ Numerical simulation results show that when the seismic acceleration amplitude reaches 0.6g, the slope undergoes instability and failure. The failure modes of concave and convex slopes are slightly different. The failure mode of concave slopes is as follows: Slope shoulder collapse, with sliding failure near the point of gradient change. The failure mode of a convex slope is mainly the line of gradient change failure. Overall, the seismic stability of a convex slope is slightly better than that of a concave slope.

Keywords: slope engineering; muddy interlayer; rock slope; seismic load; shaking table test; seismic numerical analysis

0 引言

地震触发的山体崩塌、滑坡等自然灾害具有极强的破坏性。2008年,四川汶川地震造成大规模边坡破坏和山体滑坡,导致交通基础设施严重损毁[1-3];2010年玉树地震,引发2 000多起山体滑坡[4];2022年,中国大陆地区共发生27次5级以上地震,直接经济损失224.5亿元[5]。近年来,中国交通行业发展迅速,大量交通设施难免穿越地形复杂、高边坡众多的山区,因此高边坡的地震灾害问题亟待解决。

边坡稳定性是一个经典的问题。研究地震荷载下边坡破坏机制、动力响应特征问题较为常用的手段是振动台试验。Fan等[6]对含软弱结构面的岩质边坡模型进行振动台试验,分析了边坡的加速度动力响应特征,发现软弱结构面的破坏最为显著;Zhou等[7]等利用振动台试验,对高边坡的地震失稳模式及动力响应特征进行了研究,结果显示,边坡对SIN地震波与ELC地震波的动力响应存在明显差异,SIN波的加速度效应更加显著。在坡度类型影响方面,凹形边坡与凸形边坡的破坏模式不同;Che等[8]通过振动台试验并结合数值模拟发现,非贯通节理加强了边坡的地震响应,在坡肩位置加速度放大系数响应尤为明显;陈金昌等[9]基于振动台试验得到黄土边坡的地震破坏模式主要为坡肩拉裂滑移;杨长卫等[10]针对川藏铁路沿线典型的含软弱夹层堆积体滑坡开展了振动台试验,将边坡破坏过程分为地震初期滑体表面剥落、地震中期滑体顶部开裂及地震后期滑动面贯通形成滑坡;龚逸非等[11]针对反倾岩质边坡设计了振动台模型试验,发现坡面加速度放大系数随着幅值的增大先增大后减小。综上所述,在振动台试验方面,大量研究主要围绕地震参数、边坡形态及边坡结构这三大影响因素,来探究边坡的破坏模式及动力响应。但现有研究还存在一定不足:① 由于某些型号振动台设备的限制,地震波波形大多以频率为5～15 Hz的正弦波为主,相较于汶川波、ELC波等天然波,正弦波参数单一,不能很好地反映地震的不确定性;② 边坡模型设计较单一,对于多种岩性组合的边坡实际还原效果不佳,且其他各种不利自然因素在室内试验中难以实现。试验中如何更加真实地还原研究区的实际情况是今后改进和完善的重点。

随着计算机科学的发展,数值分析逐渐成为边坡稳定性研究的趋势[12-13]。唐晓松等[14]介绍了不同类型边坡的坡体构造、变形破坏特征及滑动面形态,并利用数值云图还原了边坡的失稳机理;赖杰等[15]开展室内试验结合数值分析模拟支护边坡,发现地震荷载是锚杆受力大小的决定性因素,边坡破坏面位于深部;Lin等[16]对重力式挡土墙和锚杆框架梁分别作为下部结构和上部结构的组合支挡结构的地震响应进行了振动台试验和数值模拟研究,框架梁底部附近的水平加速度反应被显著放大,导致水平加速度放大系数急剧增大;刘新荣等[17]通过振动台试验结合数值模拟,探究了岩质边坡在微小地震的累计损伤和稳定性,给出了边坡累计损伤模型函数;严琼等[18]利用FLAC^{3D}有限差分软件,基于等比/非等比强度折减法,通过对比原边坡设计方案,获得了优化前后的边坡稳定性状态研究模型;邱懿等[19]运用颗粒流程序PFC对雅康高速公路的实际松散体边坡MK0+455进行数值模拟,分析研究其在地震荷载作用下的力学行为和动力特性,揭示出松散体边坡的渐进破坏机理。可以看出,相对于振动台试验,数值模拟方便快捷,成本低,适用性广,且部分数值模拟软件可以实现多场耦合,实现更复杂的边坡计算。但想要得到精确结果,就需要谨慎选取边界条件、模型参数及地震参数,得出的结果也须结合实际情况进一步验证。因此,数值模拟的建模过程、参数选取及计算方法应十分严谨,最好能与实际工程或室内试验结果作对比分析。

滇西南地区边坡物质组成主要为砂岩、粉砂岩和页岩，其中富含高价氧化铁，暴露在空气中受氧化作用而呈红色，故称为滇西南红层软岩，边坡中常常分布有软弱黏土夹层，是造成岩质边坡失稳的主要因素之一[20-22]。此类边坡发生灾害的隐患巨大，对高速公路的安全长期运营有较大威胁。因此，开展对含软弱夹层岩质边坡的地震动力响应研究具有重要的工程价值。

基于此，本文以滇西南地区常见的含泥化夹层边坡为研究对象，设计凹凸坡形的相似边坡模型，开展振动台试验，地震波以类似实际场地的 ELC 波为主。建立边坡数值模型，输入仿真 ELC 地震波进行有限元分析，结合数值模拟结果，对比分析凹凸坡形的边坡在地震荷载下的宏观破坏特征及加速度响应特征，揭示泥化夹层对边坡稳定性的影响，为含软弱夹层边坡的设计及防治提供一定参考。

1　振动台模型试验

1.1　试验设备及模型设计

本次试验的设备为单双向自由度振动台（2.2 m×2 m），加速度范围±27.7 m/s^2，频率范围 0.01～30 Hz，振幅范围±100 mm，模型箱选择刚性模型箱，振动台台面及模型箱如图 1、2 所示。采用 Buckingham-π定理确定相似常数，基本量纲选为几何尺寸 L、密度 ρ 和加速度 a，取相似常数 C_L=30，C_a=1，C_ρ=1，全部相似常数推导结果如表 1 所示。根据滇西南红层软岩边坡岩质多为泥岩，通过相似关系及三轴试验，试验模型材料最终确定采用石英砂、重晶石粉、石膏、水，按配合比 56∶32∶9∶8 制作。软弱夹层的模型材料用普通黏土进行模拟，材料的基本力学参数如表 2 所示。以滇西南地区常见的两种形态边坡为例，采用比例尺 1∶30，制作尺寸为 1.20 m×0.65 m×1.00 m，坡率为 1∶0.5 及 1∶1 的“凹”形和“凸”形两种边坡。采用分层填筑，每层厚度 10 cm，内置 4 层倾角为 15°、厚度为 2 cm 的泥化夹层。先将两种边坡并列置于模型箱中，中间用木质隔板隔开。再在振动方向后壁铺垫一层 5 cm 的泡沫板以减小模型箱的边界效应，底板随机布设多个小钢片和钢柱，以增加模型路堤和模型箱底座之间的摩擦力。试验设置 14 个加速度传感器（体积 0.4 cm^3）及 4 个位移传感器，以采集试验数据。模型设计和传感器布设见图 3。

1.2　加载方案

试验采用白噪声波检测模型的动力特性，EL-

图 1　振动台台面

Figure 1　Table top of shaking table

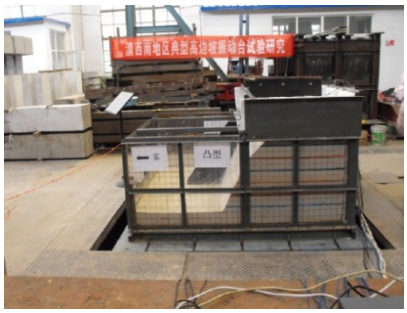


图 2　试验模型箱

Figure 2　Test model box

表 1　振动台模型试验相似常数（带*号为基本量纲）

Table 1　Similarity constant of shaking table model test

（with * as basic dimension）

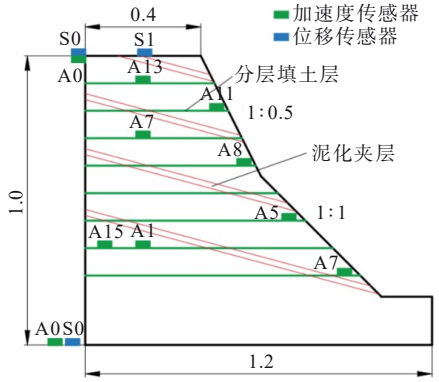
物理量	相似关系	相似常数	物理量	相似关系	相似常数
几何尺寸 L	C_L	30*	振动频率 ω		0.18
密度 ρ	C_ρ	1*	应力 σ	$C_\omega=\frac{C_a^{1/2}}{C_L^{1/2}}$ $C_\rho=C_LC_\rho C_a$	30.00
剪切模量 G	$C_G=C_LC_\rho C_a$	30	应变 ε	$C_\varepsilon=1$	1.00
泊松比 μ	C_μ	1	位移 s	$C_s=C_L$	30.00
内聚力 c	$C_c=C_LC_\rho C_a$	30	时间 t	$C_t=\frac{C_L^{1/2}}{C_a^{1/2}}$	5.48
加速度 a	C_a	1*	速度 v	$C_v=C_L^{1/2}C_a^{1/2}$	5.48
重力加速度 g	$C_g=C_a$	1			

表 2　原型和模型的主要物理力学指标

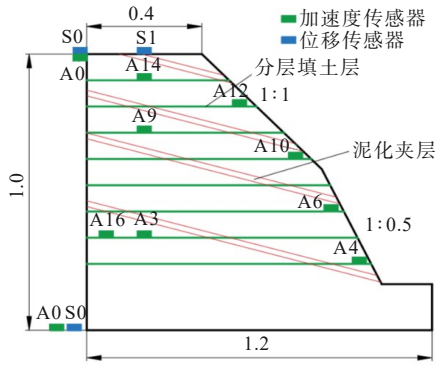
Table 2　Main physical and mechanical indexes of prototype and model

岩性	密度/（g·cm^{-3}）	剪切模量/MPa	泊松比	黏聚力/kPa	内摩擦角/（°）
相似材料	2.40	63.3	0.3	17.3	24.5
夹层材料（黏土）	1.47	44.1	0.4	12.2	19.8

Centro波和正弦波两种地震波进行加载。滇西南地区抗震设防烈度为Ⅷ-Ⅸ，EL-Centro波的加载幅值对应为0.1g、0.2g、0.3g及0.4g，为更好地研究边坡破坏过程，故在试验设置相应的加载幅值基础上，加做一组0.6g加载幅值。EL-Centro波的振动时间压缩比为5.48，加速度时程曲线如图4所示。具体加载方案见表3。



(a) 凹形坡



(b) 凸形坡

图3 模型设计和传感器布设示意图(单位：m)

Figure 3 Model design and sensor layout (unit: m)

1.3 模型边坡破坏过程

试验模型破坏过程如图5～8所示。试验前8个

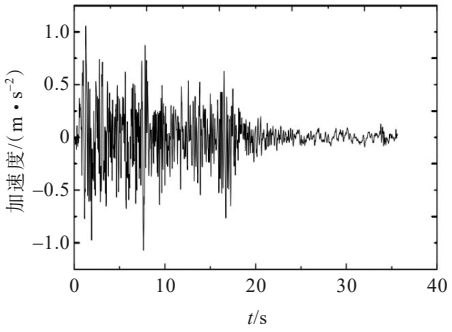


图4 0.1gEL-Centro波的加速度时程曲线

Figure 4 0.1g acceleration time-history curve of EL-Centro wave

加载工况下两种边坡未发现明显变形，稳定性情况良好。经历ELC-3加载幅值工况后，凸形边坡夹层界面轻微错动[图5(a)]；凹形边坡4个软弱夹层及坡肩处，均出现微小裂缝，局部轻微滑移[图5(b)～5(d)]。在ELC-4加载结束后，凸形边坡各夹层界面均出现裂缝并出现沿夹层滑移的趋势，原有裂缝进一步加宽[图6(a)]，并衍生出垂直裂纹[图6(b)]；凹形边坡模型第2个夹层界面产生了0.5 cm的错动位移[图6(c)]，带动模型侧面产生了一条25 cm左右的细裂缝[图6(d)]。ELC-5工况加载结束后，凹形边坡夹层之间裂缝显著扩展变宽[图7(a)]，已呈现大滑坡趋势，坡脚处突起[图7(b)]；凸形边坡中部出现贯通裂缝，变坡点附近轻微崩塌[图7(c)]。最终在SIN-6的加载下，两种边坡均崩塌破坏，凹形边坡坡肩崩塌破坏及变坡线附近滑移破坏[图8(a)]，凸形边坡变坡线附近崩塌破坏[图8(b)]。从振动台试验的宏观破坏过程可以发现，软弱夹层对坡体稳定性有着重要影响，由于软弱夹层处率先产生层间滑动，边坡岩体出现张拉裂缝，随着地震荷载的增大，张拉裂缝扩展直至贯通，使得边坡出现了不同程度的滑移、崩塌破坏。

表3 振动台试验地震加载方案

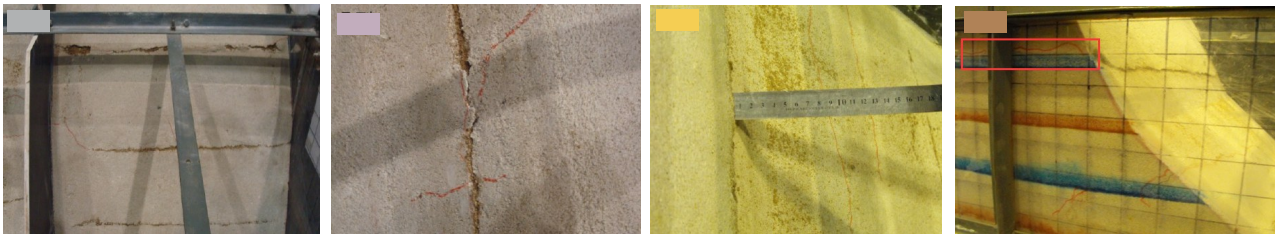
Table 3 Seismic loading scheme of shaking table test

序号	工况	地震波	加速度峰值	序号	工况	地震波	加速度峰值
1	WN-1	白噪声	0.05g	9	ELC-3	EL Centro	0.30g
2	ELC-1	EL Centro	0.10g	10	WN-2	白噪声	0.05g
3	SIN-1	正弦波5 Hz	0.10g	11	ELC-4	EL Centro	0.40g
4	SIN-2	正弦波7.5 Hz		12	ELC-5	EL Centro	0.60g
5	SIN-3	正弦波10 Hz		13	WN-3	白噪声	0.05g
6	SIN-4	正弦波12.5 Hz		14	SIN-5	正弦波5 Hz	0.30g
7	WN-2	白噪声	0.05g	15	SIN-6	正弦波7.5 Hz	
8	ELC-2	EL Centro	0.20g	16	WN-4	白噪声	0.05g

（a）凸形　（b）凹形　（c）凹形　（d）凹形

图 5　ELC-3 加载后模型出现细小裂缝

Figure 5　Tiny cracks appearing in model after ELC-3 loading



（a）凸形　（b）凸形　（c）凹形　（d）凹形

图 6　ELC-4 加载后裂缝扩展并出现竖向裂缝

Figure 6　Crack propagation and vertical crack after ELC-4 loading

（a）凹形　（b）凹形　（c）凸形

图 7　ELC-5 加载后裂缝显著变宽

Figure 7　Significant widening of cracks after ELC-5 loading

（a）凹形　（b）凸形

图 8　SIN-6 加载后边坡模型崩塌破坏

Figure 8　Collapse failure of slope model after SIN-6 loading

1.4　加速度响应特征

为减小内置传感器对边坡模型的影响，本试验模型内部主要采用了体积较小的加速度传感器。ELC 波各工况的峰值加速度如表 4 所示，各测点的 PGA 放大系数曲线如图 9 所示。从图 9 可以看出：ELC 波各工况下两种边坡的 PGA 放大曲线大同小异。相同点：随地震加速度幅值的增大，PGA 放大系数呈先明显增大再缓慢减小；两种边坡的 PGA 放大系数曲线趋势基本一致，均呈现出沿高程先上升、后下降、再上升的趋势，下降趋势出现于高程约 40 m 处（第 3 层夹层附近），超过高程约 70 m（变坡线附近）处时再次上升，坡肩处数值明显大于其他测点，另一处极大值位于第 3 层夹层附近，PGA 系数最大值达 2.38。不同点：凹形边坡 PGA 放大系数整体稍大于凸形边坡，且折线趋势更曲折，呈现出的放大效应更复杂，抗震稳定性更差。这与宏观破坏过程相符，凹

形边坡裂缝的产生先于凸形边坡，由于软弱夹层先发生错动，二者开始产生裂缝的位置均位于泥化夹层附近，最终破坏时，凸形边坡变坡线崩塌破坏严重，凹形边坡泥化夹层处滑移破坏及坡肩崩塌较为严重。

表4 ELC波各测点加速度峰值

Table 4 PGA of each measuring point of ELC wave

工况	测点	加速度峰值/(m·s^{-2})					工况	测点	加速度峰值/(m·s^{-2})				
		ELC-1	ELC-2	ELC-3	ELC-4	ELC-5			ELC-1	ELC-2	ELC-3	ELC-4	ELC-5
台面	A0	1.09	2.07	3.01	4.06	6.11	台面	A0	1.09	2.07	3.01	4.06	6.11
凸坡	A4	1.34	3.17	4.45	5.35	8.86	凹坡	A2	1.53	3.79	6.37	7.83	11.73
	A3	1.49	3.64	5.67	6.17	9.04		A1	1.51	3.77	5.98	6.57	9.83
	A6	1.80	4.26	6.26	8.61	13.01		A5	1.85	4.03	7.16	8.81	13.62
	A10	1.55	3.37	4.78	7.11	11.31		A8	1.63	3.87	6.30	7.31	10.94
	A9	1.42	3.00	4.59	6.33	10.08		A7	1.50	3.33	5.41	6.94	10.45
	A12	1.84	3.95	6.08	9.37	14.48		A11	1.68	4.16	6.44	9.25	13.44
	A14	1.86	3.66	6.89	9.54	12.77		A13	1.88	3.89	7.19	9.21	14.05
	A16	1.51	3.68	5.69	6.57	10.04		A15	1.53	3.97	5.78	6.67	9.78

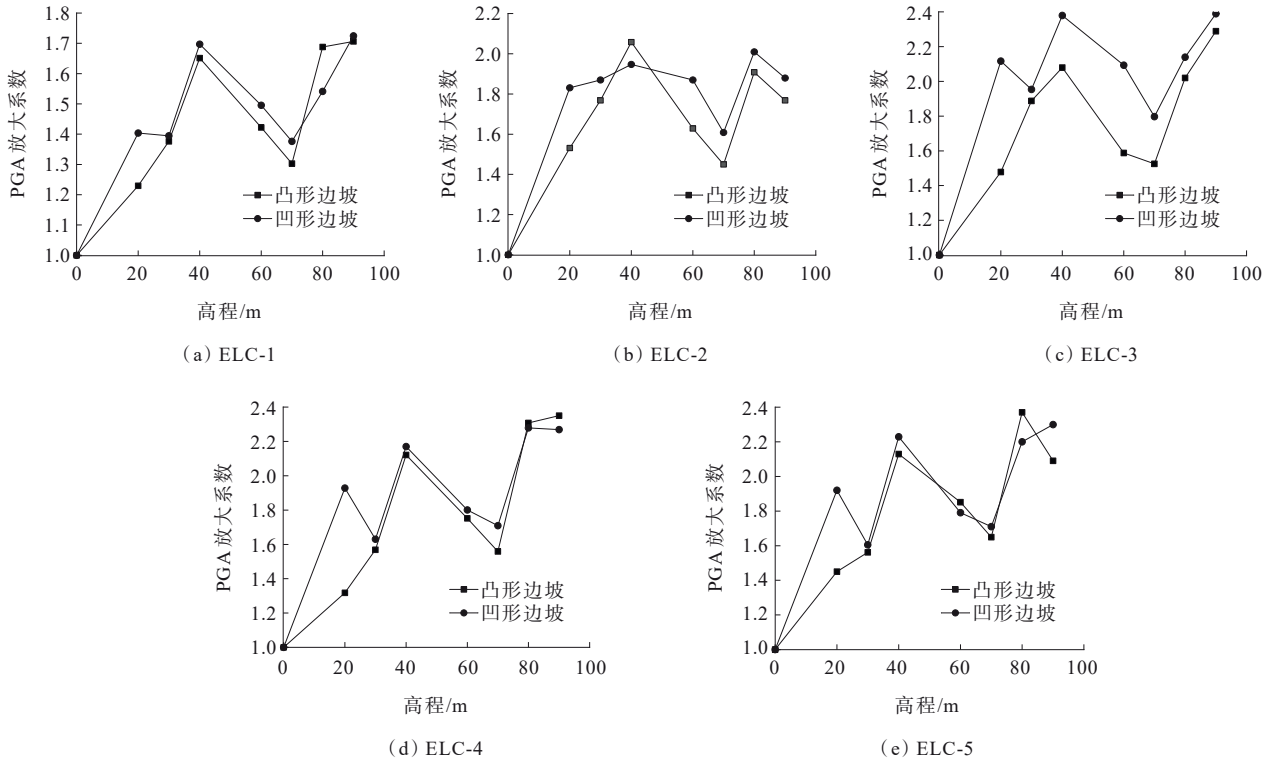


图9 ELC波各测点的PGA放大系数曲线

Figure 9 PGA amplification coefficient curves of each measuring point of ELC wave

2 地震荷载下含泥化夹层边坡有限元数值分析

GEO5软件的岩土工程地震有限元分析模块具有实现自定义地震波、记录边坡瞬时加速度与位移、分析结果云图清晰等优点。采用GEO5软件进行数值分析，建立凸形、凹形两种边坡有限元模型，模型尺寸、材料参数与试验模型相同，坡体与模型箱接触面采用固定边界，坡表采用自由边界。数值模型及模拟地震波如图10所示。首先，在无地震荷载的自重应力下，从边坡的剪应变云图(图11)可以看出，相对于泥岩层，软弱夹层处的剪应变有明显的沿坡面向内扩大趋势，说明软弱夹层是边坡的薄弱点，也是边坡首先产生破坏的位置，对边坡稳定性有明显的劣化作用。

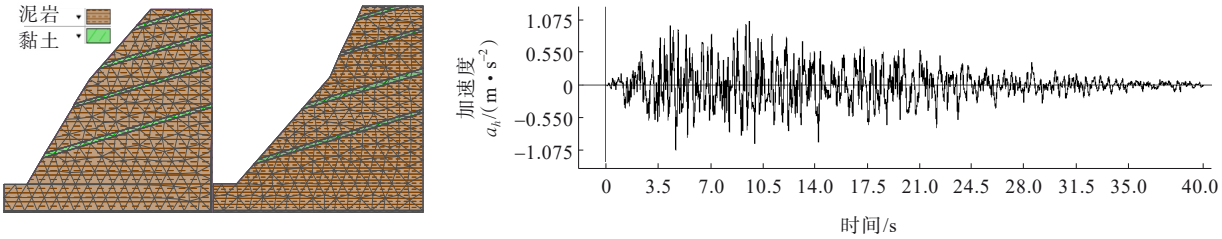


图 10　有限元模型及地震加速度时程曲线

Figure 10　Finite element model and time history curve of seismic acceleration

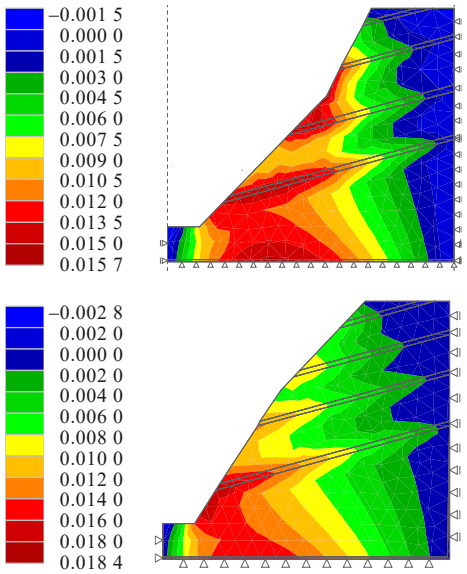


图 11　自重应力下边坡剪应变云图（单位：%）

Figure 11　Cloud image of slope shear strain under self-weight stress（unit: %）

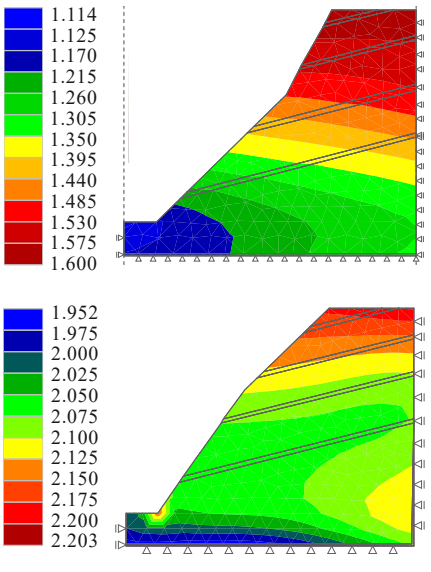


图 12　边坡某时刻瞬时加速度云图（单位：m/s^2）

Figure 12　Cloud image of instantaneous acceleration of slope（unit: m/s^2）

设置与试验对应的 0.1g、0.2g、0.3g、0.4g 及 0.6g 共 5 级地震加速度幅值，进行 0.6g 加速度幅值工况的有限元分析时，在地震荷载持续时间达 4.973 s 时，分析不收敛，这说明在 0.6g 加速度幅值下，地震作用 4.973 s 后边坡模型失稳破坏。根据地震荷载下边坡瞬时加速度云图（图 12），找出与试验边坡模型相对应测点位置的加速度峰值（表 5），得出数值模拟 PGA 放大系数曲线（图 13），由于 0.6g 加速度幅值下结果不收敛，故不做分析。以 0.3g 工况下凹形边坡加速度峰值的试验值与数值模拟值的对比为例，在图 9(c) 与图 13(c) 中选取凹形边坡 PGA 放大系数最大值进行对比可得，在 0.3g 工况下，凹形边坡加速度峰值的试验值为 2.4，而数值模拟值为 1.65，数值模拟值小于试验值。其原因为振动台试验的加载方式为多级连续加载，而数值模拟由于软件的限制，只能模拟单级加载的情况，所以试验值要大于模拟值；曲线总体趋势为先上升，后下降，再上升，最大值为 2.07；凹形边坡的 PGA 放大系数大于凸形边坡，曲线波动也更复杂，随地震荷载的增大，PGA 放大系数略有增大，呈现出一定的放大效应。总体来说，数值模拟与试验结果基本一致。

3　结论

为研究不同坡形含泥化夹层岩质边坡在地震荷载作用下的破坏过程及动力响应特征，揭示泥化夹层对边坡稳定性的影响，本文以滇西南含泥化夹层岩质边坡为研究对象，设计了凸形和凹形两种坡形边坡，开展振动台试验，并结合数值模拟进行分析，得到以下结论：

（1）在地震荷载作用下，边坡宏观破坏过程可分为 3 个阶段：泥化夹层错动与裂缝产生阶段、泥化夹层滑移与裂缝扩展阶段、坡体破坏崩塌阶段。

（2）地震荷载对边坡破坏具有决定性作用，地震荷载越大，边坡破坏越严重。泥化夹层显著降低了边坡稳定性，是坡体的薄弱部位，也是诱发边坡失稳的关键因素。泥化夹层的错动滑移是导致坡体裂缝

表5 数值模型与试验模型测点对应位置的加速度峰值

Table 5 PGA at position corresponding to measuring point of numerical model and experimental model

工况测点		加速度峰值/(m·s^{-2})				工况测点		加速度峰值/(m·s^{-2})			
		0.1g	0.2g	0.3g	0.4g			0.1g	0.2g	0.3g	0.4g
台面	A0	1.07	2.06	3.01	4.06	台面	A0	1.07	2.06	3.01	4.06
	A4	1.34	3.12	4.45	5.35		A2	1.52	3.44	5.10	7.21
	A3	1.47	3.40	5.67	6.17		A1	1.54	3.48	4.95	6.73
	A6	1.82	3.76	5.35	7.15		A5	1.89	3.78	5.55	8.13
凸坡	A10	1.50	3.37	4.85	6.39	凹坡	A8	1.64	3.64	5.22	6.78
	A9	1.42	3.11	4.66	7.05		A7	1.61	3.33	5.41	7.24
	A12	1.83	3.68	5.53	7.45		A11	1.93	3.56	5.64	8.41
	A14	1.90	3.68	5.56	7.52		A13	1.98	3.81	5.93	8.25

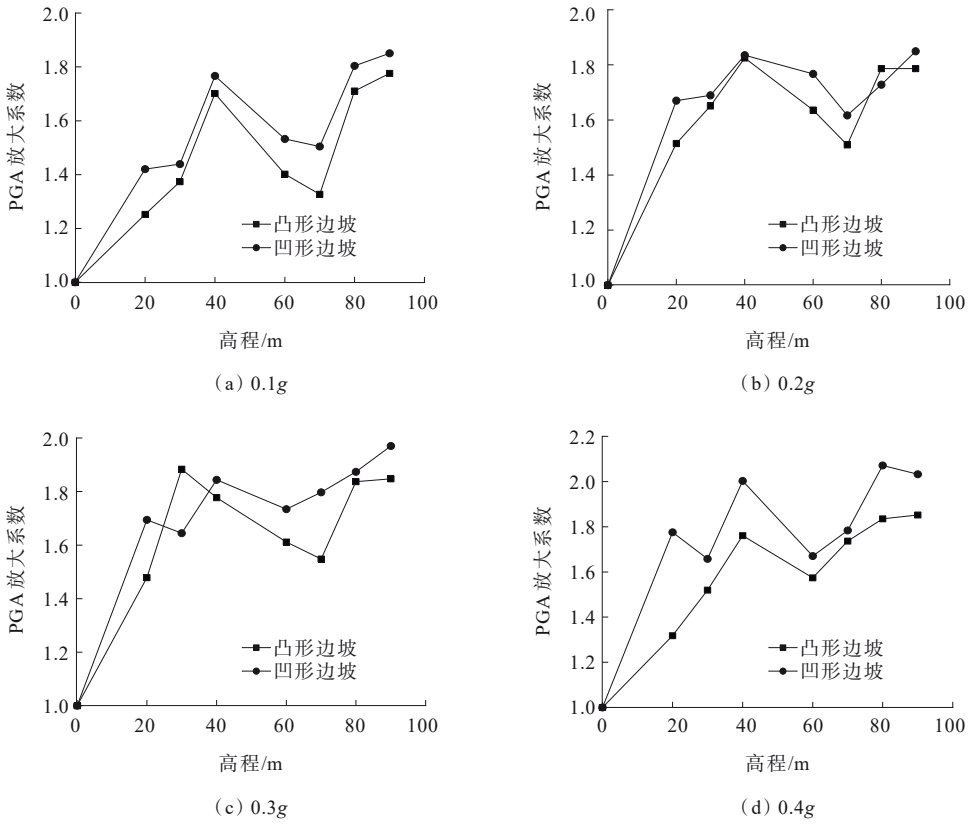


图13 数值模拟得出的各工况PGA放大系数曲线

Figure 13 PGA amplification coefficient curves of each working condition obtained by numerical simulation

产生的重要原因,数值模拟结果显示:边坡剪应变沿泥化夹层界面向深处扩展,进一步验证了该结论。

(3) 关于两种边坡的加速度响应特征,数值模拟结果与试验结果基本一致。随着地震荷载逐级增大,两种边坡的PGA放大系数均呈先上升、后下降、再上升的趋势,表明边坡加速度放大效应显著;二者PGA放大系数曲线趋势基本一致,在坡肩及第3层夹层附近的数值明显大于其他测点。相比之下,凹形边坡的PGA放大系数整体略高于凸形边坡,且曲线变化更为曲折,放大效应更为复杂,表明凹形边坡的抗震稳定性略差于凸形边坡。

参考文献:

References:

[1] DAI F C, XU C, YAO X, et al. Spatial distribution of landslides triggered by the 2008 Ms 8.0 Wenchuan Earthquake,China[J].Journal of Asian Earth Sciences,2011, 40(4): 883-895.

[2] LAI J X,HE S Y,QIU J L,et al.Characteristics of seismic disasters and aseismic measures of tunnels in Wenchuan Earthquake[J]. Environmental Earth Sciences, 2017, 76 (2): 94.

[3] ZHANG S, ZHANG L M, GLADE T. Characteristics of earthquake- and rain-induced landslides near the epicenter of Wenchuan Earthquake[J]. Engineering Geology, 2014, 175: 58-73.

[4] XU C,XU X W.Statistical analysis of landslides caused by the Mw 6.9 Yushu,China,earthquake of April 14,2010[J]. Natural Hazards,2014,72(2): 871-893.

[5] 本报记者 .2023 年全国自然灾害基本情况发布 [N]. 中国应急管理报,2024-01-22(1).
Our Reporter. Announcement of the basic situation of natural disasters in China in 2023[N]. China Emergency Management News,2024-01-22(1).

[6] FAN G,ZHANG J J,WU J B,et al.Dynamic response and dynamic failure mode of a weak intercalated rock slope using a shaking table[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering,2016,49(8): 3243-3256.

[7] ZHOU Z J,REN C N,XU G J,et al.Dynamic failure mode and dynamic response of high slope using shaking table test[J].Shock and Vibration,2019,2019: 4802740.

[8] CHE A L,YANG H K,WANG B,et al.Wave propagations through jointed rock masses and their effects on the stability of slopes[J].Engineering Geology,2016,201: 45-56.

[9] 陈金昌，王兰民，王平，等 . 基于振动台试验的纯黄土边坡动力响应研究 [J]. 地震工程学报,2020,42(2): 529-535.
CHEN Jinchang, WANG Lanmin, WANG Ping, et al. Dynamic response of loess slopes based on the shake table test[J]. China Earthquake Engineering Journal,2020,42(2): 529-535.

[10] 杨长卫，郭雪岩，刘阳，等 . 基于振动台试验的含软弱夹层堆积体边坡动力响应规律与失稳破坏现象研究 [J]. 工程科学与技术,2021,53(3): 43-52.
YANG Changwei,GUO Xueyan,LIU Yang,et al.Research on dynamic response and instability failure phenomenon of deposit slope with weak interlayer based on shaking table test[J].Advanced Engineering Sciences,2021,53(3): 43-52.

[11] 龚逸非，姚爱军，谷坤生，等 . 强震作用下反倾薄层岩质斜坡倾倒破坏机制及动力响应研究 [J]. 振动与冲击,2023, 42(20): 263-274.
GONG Yifei, YAO Aijun, GU Kunsheng, et al. Dynamic response and failure process of anti-dip rock slope under strong earthquake[J].Journal of Vibration and Shock,2023, 42(20): 263-274.

[12] ZIENKIEWICZ O C, HUMPHESON C, LEWIS R W. Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics[J]. Géotechnique, 1975, 25(4): 671-689.

[13] 郑颖人，赵尚毅 . 岩土工程极限分析有限元法及其应用 [J]. 土木工程学报,2005,38(1): 91-98,104.
ZHENG Yingren, ZHAO Shangyi. Limit state finite element method for geotechnical engineering analysis and its applications[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(1): 91-98,104.

[14] 唐晓松，郑颖人，唐辉明 . 边坡变形破坏演化特征的数值分析 [J]. 重庆大学学报,2013,36(10): 101-113.
TANG Xiaosong, ZHENG Yingren, TANG Huiming. Numerical analysis on the evolutionary features of deformation and failure modes of slopes[J]. Journal of Chongqing University,2013,36(10): 101-113.

[15] 赖杰，刘云，辛建平，等 . 大理西站支护边坡振动台试验及数值模拟 [J]. 浙江大学学报 (工学版),2020,54(5): 870-878.
LAI Jie,LIU Yun,XIN Jianping,et al.Shaking table test and numerical analysis on reinforced slope at Dali West Railway Station[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science),2020,54(5): 870-878.

[16] LIN Y L,CHENG X Z,YANG G L.Shaking table test and numerical simulation on a combined retaining structure response to earthquake loading[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering,2018,108: 29-45.

[17] 刘新荣，许彬，刘永权，等 . 频发微小地震下顺层岩质边坡累积损伤及稳定性分析 [J]. 岩土工程学报,2020,42(4): 632-641.
LIU Xinrong, XU Bin, LIU Yongquan, et al. Cumulative damage and stability analysis of bedding rock slope under frequent microseisms[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2020,42(4): 632-641.

[18] 严琼，张化进，吴顺川，等 . 公路软岩边坡稳定性及支护设计优化研究 [J]. 中外公路,2022,42(1): 1-6.
YAN Qiong, ZHANG Huajin, WU Shunchuan, et al. Optimization study on stability and support design of highway soft rock slope[J]. Journal of China & Foreign Highway,2022,42(1): 1-6.

[19] 邱懿，尚羽 . 地震荷载作用下松散体边坡的渐进破坏机理分析 [J]. 中外公路,2022,42(3): 15-21.
QIU Yi, SHANG Yu. Progressive failure mechanism analysis of loose deposit slope under seismic load[J]. Journal of China & Foreign Highway,2022,42(3): 15-21.

[20] 魏龙生 . 软弱夹层对岩质边坡稳定性影响研究 [D]. 昆明: 昆明理工大学,2015.
WEI Longsheng.Study on the influence of weak interlayer on the stability of rock slope[D]. Kunming: Kunming University of Science and Technology,2015.

[21] 张玉芳 . 西南红层软岩地区铁路滑坡形成机理分析及治理措施 [J]. 铁道建筑,2020,60(4): 150-154.
ZHANG Yufang. Formation mechanism analysis and treatment measures of railway landslide in red bed soft rock area of southwest China[J]. Railway Engineering, 2020,60(4): 150-154.

[22] 刘晓燕，王兴国，闫坤伐，等 . 基于 Midas/GTS 滇西红层高边坡抗震稳定性分析 [J]. 路基工程，2016(5): 187-191,196.
LIU Xiaoyan,WANG Xingguo,YAN Kunfa,et al.Study on seismic stability of high slope along red bed in western Yunnan based on Midas/GTS[J]. Subgrade Engineering, 2016(5): 187-191,196.