

文章编号: 1001-4632 (2026) 04-0026-17

引用格式: 王通, 刘先峰, 邱睿哲, 等. 铁路沿线层状碎裂结构岩质边坡动力响应特性振动台试验研究[J]. 中国铁道科学, 2026, 47(4): 26-42.

Citation: Wang Tong, Liu Xianfeng, Qiu Ruizhe, et al. Dynamic response characteristics of layered fractured rock slopes along railways based on shaking table tests[J]. China Railway Science, 2026, 47(4): 26-42.

铁路沿线层状碎裂结构岩质边坡动力响应特性 振动台试验研究

王 通^{1,2}, 刘先峰³, 邱睿哲^{1,2}, 侯召旭³, 袁胜洋³, 蒋关鲁³

- (1. 四川铁道职业学院 铁道工电学院, 四川 成都 611732;
2. 数字轨道交通智能运维四川省教育厅高校校企联合应用技术创新基地, 四川 成都 611732;
3. 西南交通大学 高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031)

摘 要: 针对西南艰险山区铁路沿线层状碎裂结构岩质边坡的抗震稳定性问题, 在统一几何相似比、材料参数和边界条件下, 构建水平、顺倾和反倾 3 类典型层状碎裂结构边坡模型, 开展大型振动台模型试验, 分析不同结构类型边坡的失稳演化规律、动力响应及损伤识别特征。结果表明: 水平边坡主要表现为拉裂-剪切-滑移型破坏, 顺倾边坡表现为拉裂-剪切-隆起-滑移型破坏, 反倾边坡表现为弯曲-倾倒型破坏; 3 类边坡均存在高程放大效应和趋表效应, 其中水平和顺倾边坡在 100 cm 以上加速度放大效应明显增强, 反倾边坡在 140 cm 以上动力响应较为突出; 随着输入峰值加速度的增加, 水平边坡在损伤发展后动力强响应区由坡肩向下转移, 顺倾边坡整体响应放大效应增强但局部损伤区响应程度出现回落, 而反倾边坡放大效应则呈先减后增的交替波动特征; 当正弦波输入频率由 5 Hz 增至 10 Hz 时, 3 类边坡中上部加速度放大效应均有所增强; 基于希尔伯特-黄变换 (HHT) 与边际谱的损伤识别结果显示, 水平边坡能量异常首先出现在坡面中部附近, 随后向坡肩及低高程区域发展, 顺倾边坡滑动面主要孕育于坡腰内部, 反倾边坡坡肩为高幅值地震动输入条件下的主要易损部位。研究结果可为层状碎裂结构岩质边坡的抗震稳定性评价和监测布点提供试验依据。

关键词: 铁路边坡; 层状碎裂结构; 振动台试验; 动力响应; 边际谱; 损伤识别

中图分类号: U 213.13

文献标识码: A

doi: 10.3969/j.issn.1001-4632.2026.04.02

我国西南地区处于多构造单元叠加与强烈地壳抬升带的交汇区, 地形起伏大、断裂发育、岩体层状与碎裂结构广布, 强震活动频繁, 历次地震均诱发大量大型、巨型滑坡, 对铁路交通廊道安全造成严重威胁^[1-2]。以 2008 年汶川 8.0 级地震为例, 上万处滑坡与崩塌沿山谷密集分布, 部分滑坡规模巨大 (如大光包-红洞子巨型滑坡, 滑坡体量高达 7.42 亿 m³), 造成重大人员伤亡与财产损失^[3-4]。2014 年鲁甸 6.5 级地震亦触发大量的滑坡崩塌, 形成高落差堵江堰塞体并引发次生灾害^[5]。以上案

例表明, 强震-复杂地形-多组结构面的耦合是触发边坡发生灾难性失稳的关键因素, 尤其在层状碎裂岩体中, 层理与节理控制着地震作用下边坡的能量传递路径与破坏演化机制^[6]。随着西部铁路与水电工程的大规模建设, 亟须面向工程场景系统揭示层状碎裂结构岩质边坡的动力响应与稳定性演化规律。

目前, 国内外学者主要通过现场调研^[7-8]、理论计算^[9]、数值仿真^[10-11]和振动台模型试验^[12-13]等手段研究岩质边坡的动力行为。大型振动台试验

收稿日期: 2025-10-10; 修订日期: 2026-05-18

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (52078432, 52168066); 数字轨道交通智能运维四川省教育厅高校校企联合应用技术创新基地 (四川铁道职业学院) 开放课题 (SGKF2025-01); 中铁第一勘察设计院集团有限公司科研项目 (院科 20-06)

第一作者: 王 通 (1995—), 男, 四川成都人, 讲师, 博士。E-mail: Wangtonglw@163.com

通讯作者: 刘先峰 (1980—), 男, 山西朔州人, 教授, 博士研究生导师。E-mail: xianfeng.liu@swjtu.edu.cn

能够在相似关系和边界条件可控的前提下再现地震动力作用过程,是揭示岩土体抗震性能、动力响应特征及灾变演化机制的重要试验手段^[14-15]。

在水平层状岩质边坡地震响应研究方面,王通等^[16]基于大型振动台模型试验对水平层状灰岩边坡的地震响应和破坏模式进行了深入研究,并结合希尔伯特-黄变换(Hilbert-Huang Transform, HHT)和边际谱理论,对水平层状灰岩边坡地震损伤位置及演化特征进行了识别;文钊等^[17]利用振动台模型试验研究水平层状边坡的固有振动特性及共振响应,结果表明白噪声激励对边坡自振频率识别效果较好,当输入频率接近边坡自振频率时,坡体发生明显共振,加速度与位移响应显著放大。

在顺倾层状岩质边坡地震响应研究方面,许明等^[18]针对顺倾缓倾边坡的地震动力稳定性问题,通过块体砌筑振动台模型试验,在多维、多参数地震作用下,分析了胶结面力学参数对边坡动力响应与破坏模式的影响,结果表明地震特性与边坡地质结构是决定其稳定性的关键因素;信春雷等^[19]以三清高速路堑边坡为原型,开展台阶式顺层岩质边坡大型振动台试验,通过加速度放大系数对比不同台阶位置的动力响应差异,并结合希尔伯特-黄变换与边际谱识别边坡震裂累积损伤和失稳演化过程;郭明珠等^[20]针对强震作用下含软弱夹层顺层岩质边坡的动力响应问题,通过大型振动台模型试验系统分析了地震动参数、输入波类型及软弱结构面对边坡动力响应的影响,结果表明边坡的自振频率随地震波加载次数增加逐渐降低,峰值加速度取0.3g和0.6g(g 为重力加速度)分别对应边坡开裂与失稳的临界动力条件;软弱夹层会引起地震波局部放大,并使不同高程位置表现出差异化的频段响应特征。

在反倾层状岩质边坡地震响应研究方面,龚逸非等^[21]以宗绒历史性堵江滑坡为原型,开展反倾薄层岩质边坡相似材料振动台试验,探讨地震波类型、频率、幅值及软弱破碎带对边坡动力响应的影响。结果表明,反倾岩质边坡存在明显的高程放大效应和趋表效应,峰值加速度取0.3g~0.4g为启裂临界动力条件,0.7g~0.8g为失稳破坏临界动力条件,破坏过程主要表现为浅层滑移—块状倾倒。

西南山区边坡长期受强风化与构造叠加作用,层间节理与次级节理将岩体切割为碎裂块状结构,其地震响应更为复杂^[1]。总体来看,现有研究多关注于地震作用下岩质边坡的加速度放大效应、频

谱响应特征及宏观破坏模式,对碎裂结构边坡损伤演化的能量识别仍显不足;同时,不同层面产状对边坡动力稳定性和损伤演化的影响尚缺乏系统量化研究,尤其缺少在同一相似关系、材料参数和一致边界条件下,对水平、顺倾、反倾3类层状碎裂结构边坡开展的对比研究。

本文基于对西南艰险山区层状碎裂结构岩质边坡的大量调研,概化建立水平、顺倾与反倾3类层状碎裂结构边坡模型并开展大型振动台模型试验,系统对比3类边坡的动力响应;同时引入HHT与边际谱理论,从能量视角对损伤发展过程进行定量识别。研究成果可为层状碎裂结构岩质边坡地震稳定性控制提供支撑。

1 大型振动台模型试验

1.1 研究背景

研究区域位于西南艰险山区铁路康玉隧道进口上方,区域山体走向为东西向,地势北高南低、由西向东逐级降低,海拔约3 350~3 950 m、相对高差1 500~3 000 m,地形极为陡峻。受强构造活动与高寒湿润气候控制,区域内长期经历风化、降雨-入渗与季节性冻融的共同作用,坡体岩体以厚层状灰岩为主,发育密集层理与节理,整体呈现劣化开裂型层状-碎裂结构。研究区域地质剖面如图1所示。

工程地质调查显示,该边坡主要包括3组节理(J1, J2和J3),其赤平投影如图2所示。J1的节理产状为N68°W/87°N,与坡面斜交,陡倾坡外,延伸约6~10 m,节理面多呈闭合状态,局部钙质胶结,可构成边坡潜在后缘边界。J2的节理产状为N50°W/7°N,与坡面近正交、缓倾坡外,延伸约4~5 m,张开2~5 cm,角砾-泥质充填,形成潜在底部切割面。J3的节理产状为N40°W/70°N,与坡面斜交、陡倾坡外,延伸约5~8 m,张开5~20 cm,多为未充填裂隙,可构成边坡侧缘潜在切割面。赤平投影判读表明, J1—J3与坡面的几何组合切割出块体,边坡岩体易在重力、地震及风化耦合作用下发生失稳破坏。

1.2 试验设备

试验在西南交通大学的大型振动台上开展,模型试验原理图如图3所示。台面总长4 m、宽2 m,台面上固定刚性模型箱,箱体由型钢框架、钢板侧

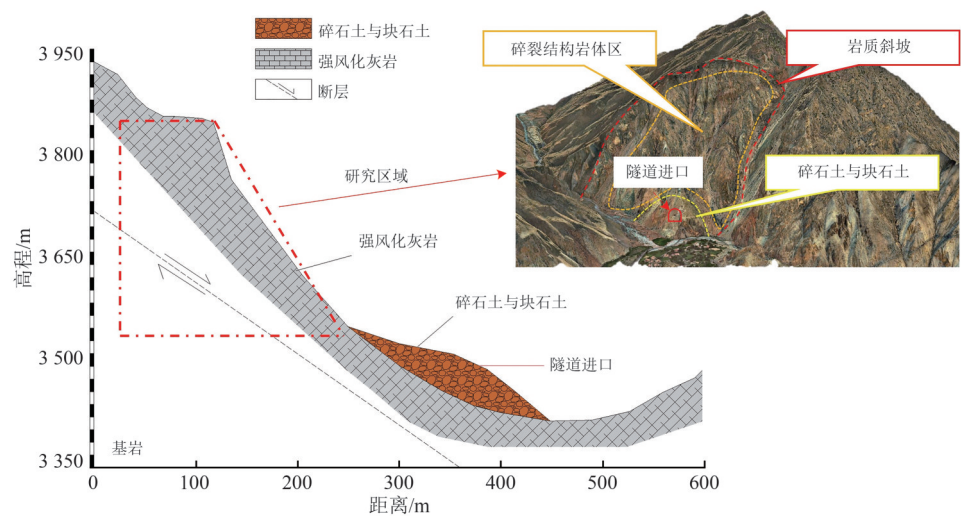


图 1 研究区域地质剖面

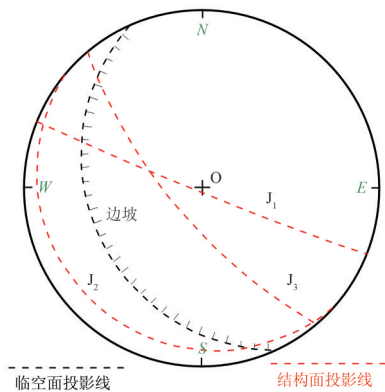


图 2 赤平投影图

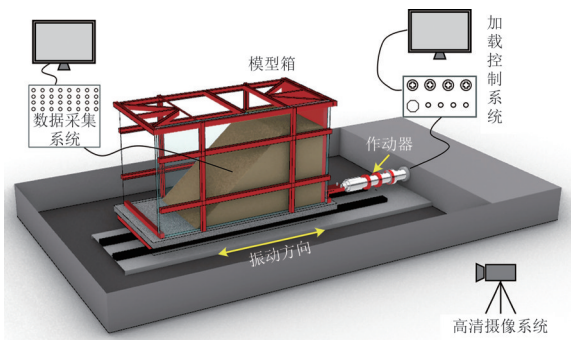


图 3 大型振动台模型试验原理

壁与高清透明亚克力观测窗构成，既可保障箱体整体刚度与装配精度，又可实现地震作用下坡体裂隙萌生、扩展直至失稳全过程的可视化观测与数据记录。

1.3 相似关系

层状碎裂结构边坡的大型振动台模型试验中，影响边坡地震响应与失稳演化特征的核心物理量共计 15 个。基于 Buckingham π 定理，以 M 、 L 和 T 为基本量纲，建立相似准则的一般表达式，再通过

矩阵法进行求解^[6]。综合考虑相似理论、原型工点情况以及振动台技术指标，选取长度 l 、密度 ρ 和加速度 a 作为本次振动台试验的基本控制量，其相似常数分别为 $C_l=200$ ， $C_\rho=1$ ， $C_a=1$ 。据此推导得到本次试验主要物理力学参数相似关系见表 1。

表 1 试验采用的相似关系

物理量	相似关系	相似常数
长度 l	C_l	200
密度 ρ	C_ρ	1
加速度 a	C_a	1
弹性模量 E	$C_E = C_l C_\rho C_a$	200
应力 σ	$C_\sigma = C_l C_\rho C_a$	200
应变 ε	C_ε	1
速度 v	$C_v = C_l^{1/2} C_a^{1/2}$	14.14
时间 t	$C_t = C_l^{1/2} C_a^{-1/2}$	14.14
位移 u	$C_u = C_l$	200
频率 ω	$C_\omega = C_l^{-1/2}$	0.071
阻尼比 λ	C_λ	1
内摩擦角 φ	C_φ	1
黏聚力 c	$C_c = C_l C_\rho C_a$	200

在岩质边坡模型的制作中，为了准确再现层状碎裂结构的复杂特性，采用预制块体的方法来表征这些碎裂结构。以重晶石粉、石英砂、铁粉、石膏、甘油和水作为其相似材料，根据团队前期研究成果，碎裂岩体、基岩及结构面相似材料具体配比参照文献 [16]。通过单轴压缩试验、直剪试验以及巴西劈裂试验，测定得到各类岩体相似材料物理力学参数见表 2。

表 2 材料参数

类型	密度/(g·cm ⁻³)	弹性模量/GPa	黏聚力/MPa	内摩擦角/(°)	抗压强度/MPa	抗拉强度/MPa
原型灰岩	2.6~2.7	10~84	10~80	39~49	40~160	5~20
块体	2.65	0.298	0.386	48.5	1.99	0.042
层面			0.044	19.0		
节理						0.035
基岩	2.70	2.110				

1.4 模型制作及监测点布设

为表征原型边坡表层强风化-深部微风化的层次性及层理、次级节理共同控制的碎裂块状结构，依据 1：200 几何相似比开展几何缩尺与工程概化。

依据钻孔与结构面统计，假定地震作用下破坏主要受层面与次级节理控制，层面近于平行、次级节理与层面近似正交，将岩体切割为块体；原型岩层厚度 0.5~20 m，依据相似比折算后，模型层面间距取 8 cm，对应原型实际层厚 16 m，次级节理间距 15 cm。表层设置强风化-碎裂区，深部为微风化-较完整区，以反映差异风化导致的各向异性和不连续性。基于此构建 3 组对比模型，边坡模型及传感器布置如图 4 所示。

材料参数与边界处理在 3 组模型间保持一致。为降低模型箱侧壁约束效应对试验结果的影响，模型制作过程中在模型箱侧壁均匀涂抹凡士林，以减小侧壁与模型材料之间的摩阻力，减弱侧壁对层间错动和块体滑移的约束作用。同时，传感器布设均以模型中部剖面为主，坡面位移和加速度监测点尽量远离模型箱侧壁，以降低边界附近局部约束对测试结果的影响。需要说明的是，3 组模型采用相同模型箱、相同侧向边界处理和相同加载方案，因此侧向边界产生的系统性影响在不同结构边坡试验中基本一致。

碎裂块体采用自主定制钢模具预制成型，模具净空尺寸为 20 cm×15 cm×8 cm。为提高块体强度的均匀性和可重复性，预制过程中首先依据既定配合比精准称量重晶石粉、石英砂、铁粉、石膏、甘油与清水，并采用先干拌、后湿拌的方式，使粉体材料与胶结材料充分混合。每次入模前，在模具侧壁和底板薄涂凡士林，以减少脱模扰动；随后按单块设计质量定量填料，并将混合料分层摊铺、轻微振实和刮平，有效规避内部空洞与骨料离析现象。充填完成后，将模具整体置于万能试验机下进行位移控制压实，各批次块体采用统一的压实位移、加载速率和保压时间，使块体在相同边界约束和压实条件下成型。压实完成后静置 4 h 再脱模，

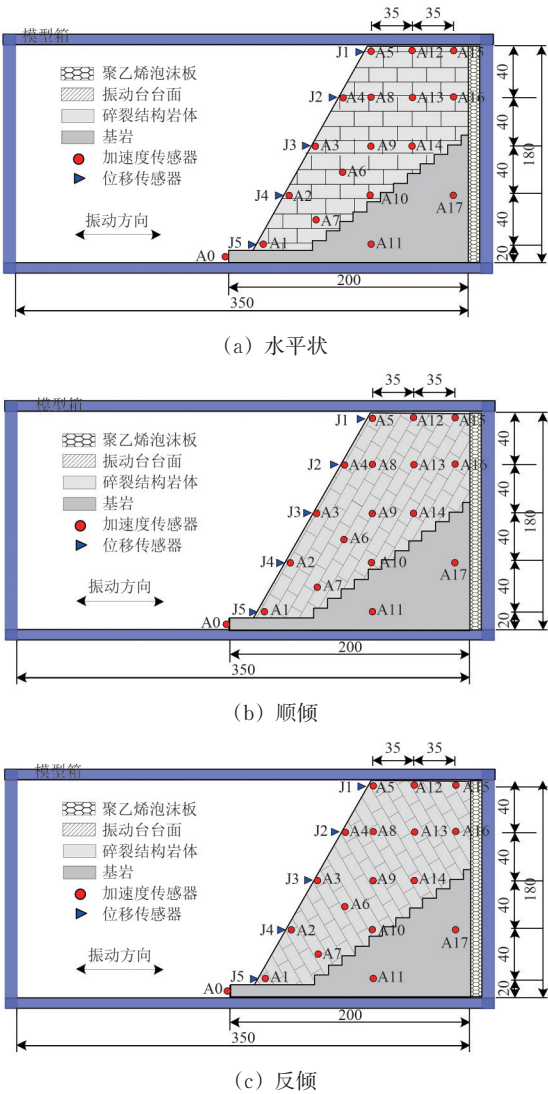


图 4 边坡模型及传感器布置 (单位: cm)

脱模后置于通风干燥环境中养护 10~15 d，保证不同批次块体处于基本一致的养护温湿度条件。基岩部分采用阶梯式分层填筑夯实，层厚 8 cm，施工中设置临时空间支撑，防止上层挤压致使下层向临空面发生位移。各层块体间铺设约 2 mm 的石英砂+流体混合物形成可控弱面，模拟层理剪滑条件^[6]。监测系统与布点在 3 组模型中完全一致，如图 4 所示。坡面及坡内埋设 17 个加速度传感器 (A1—A17)，其中 A0 固定于振动台台面记录输入

波（加速度计型号为TST500，量程 $\pm 10g$ ）。坡面上自上而下布设5个非接触式激光位移计（位移计型号为HG-C1200，量程 $\pm 80\text{ mm}$ ）。

1.5 地震波加载方案

试验选取EL-Centro地震波（简称EL波）和正弦波作为输入的地震波，时频曲线如图5所示。

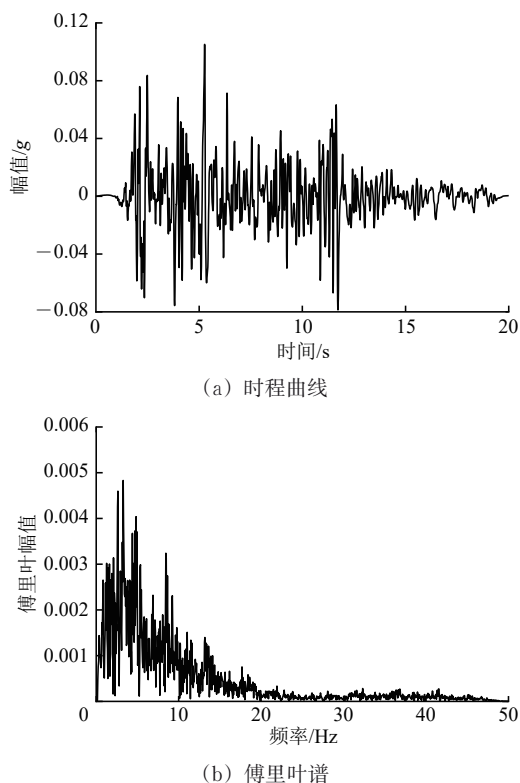


图5 EL波时频曲线

考虑到研究区域地震活动强烈，强震工况下场地地表峰值加速度水平较高，试验过程中对EL波峰值加速度进行了幅值调制，设置峰值加速度为 $0.1g\sim 0.7g$ 的分级加载工况，以覆盖边坡由小幅振动响应、裂隙扩展、损伤累积至强震失稳的全过程。其中， $0.1g\sim 0.2g$ 为低幅值地震动输入， $0.3g\sim 0.4g$ 为中等幅值地震动输入， $0.5g\sim 0.7g$ 为高幅值地震动输入。具体加载方案如图6所示。

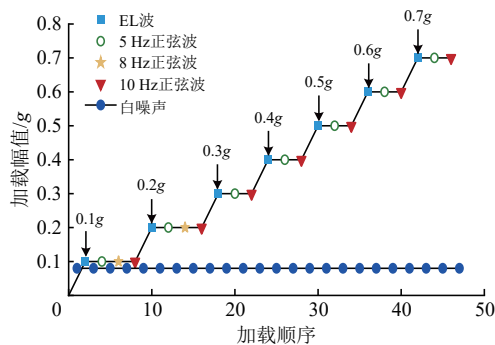


图6 加载方案

试验中时间 t 的相似常数为14.14，按时间相似常数换算后地震波持时仅1.4 s，若严格遵循时间相似准则压缩波形，会造成输入地震动能量不足、无法触发边坡损伤演化的问题，故未对EL波进行时间压缩处理。

2 边坡失稳演化过程及机制

2.1 破坏模式及机制

地震作用下水平层状碎裂结构边坡失稳演化可划分为裂隙萌生、剪切扩展、滑动面贯通和整体滑塌4个阶段，不同峰值加速度地震作用下其演化过程如图7所示。

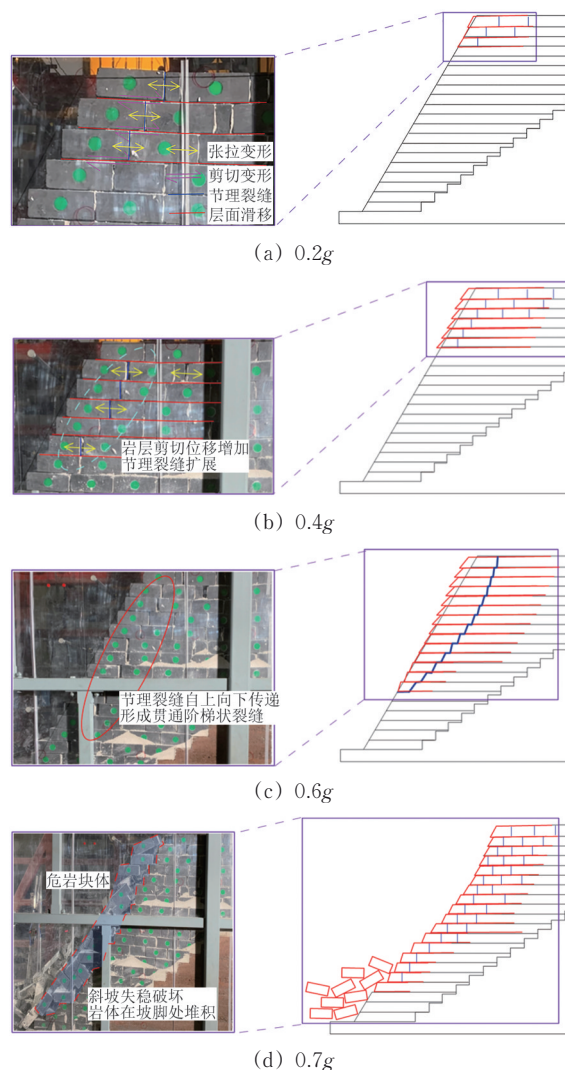


图7 不同峰值加速度地震作用下水平碎裂结构边坡破坏演化过程

由图7可知：当输入峰值加速度为 $0.1g\sim 0.2g$ 时，受高程动力放大效应与临空面卸荷效应共同作

用,坡肩局部节理率先受拉开裂,坡顶岩层沿层理面发生轻微错动;当输入峰值加速度增至 $0.3g \sim 0.4g$ 时,坡体上部剪切位移增大,裂缝数量与宽度持续发展,并向坡面中下部扩展;当输入峰值加速度达到 $0.6g$ 时,层间相对位移持续增大,层理面与次级节理逐步连通,在坡面附近形成阶梯状滑动面,边坡进入临界失稳状态;当输入峰值加速度增至 $0.7g$ 以上时,碎裂块体沿贯通滑动面整体滑塌并堆积于坡脚。以上分析可知,地震作用下水平层状碎裂结构边坡失稳机制主要受层理面循环剪削弱化与节理拉裂扩展共同控制。地震荷载反复作用使层理面咬合效应减弱、抗剪强度降低,不同块体间惯性响应差异又促使次级节理持续受拉扩展,最终形成由层理面和节理面共同控制的拉裂—剪切—滑移型破坏。

地震作用下顺倾层状碎裂结构边坡的失稳演化可划分为坡肩松动开裂、裂隙向下扩展、坡腰隆起和整体滑移3个阶段,不同峰值加速度地震作用下其演化过程如图8所示。

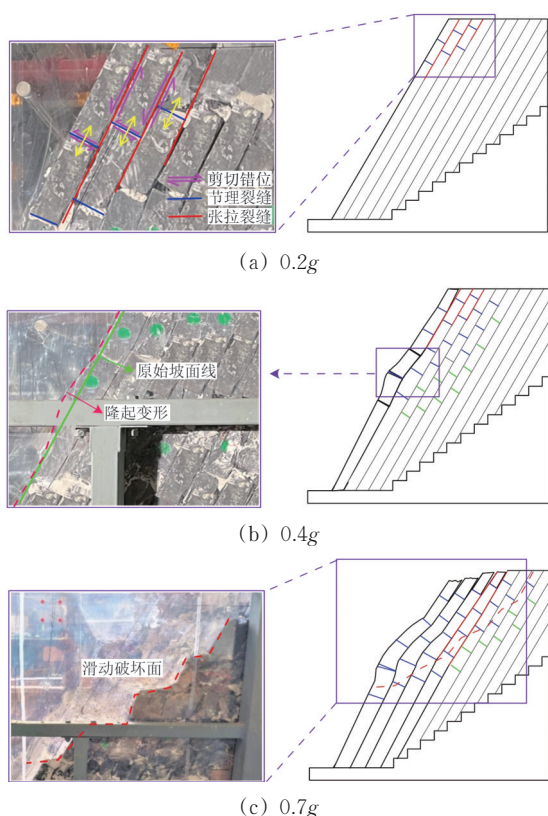


图8 不同峰值加速度地震作用下顺倾碎裂结构边坡破坏演化过程

由图8可知:当输入峰值加速度为 $0.1g \sim 0.2g$ 时,坡肩首先松动,节理与层理面局部受拉开裂,

由于层理面倾向与坡面倾向一致,坡体具有沿层理面下滑的几何条件,但坡体中部岩体未完全剪断,可对上部岩体滑移起到显著锁固约束作用,因此坡体仅出现小幅往复变形;当输入峰值加速度增至 $0.3g \sim 0.4g$ 时,裂缝由坡肩向坡脚方向扩展, 0.5 倍坡高以上区域节理破坏明显增多,坡腰锁固段在循环压剪作用下出现隆起变形;当输入峰值加速度达到约 $0.7g$ 时,节理裂缝与层理面贯通,中部锁固段失效,边坡沿层理控制面发生整体滑塌。以上分析可知,地震作用下顺倾层状碎裂结构边坡失稳机制主要受顺层结构面与中部锁固段共同控制:层理面提供潜在滑移通道,锁固段限制坡体自由下滑并诱发局部压剪变形,随着结构面强度劣化和裂隙贯通,最终形成拉裂—剪切—隆起—滑移型破坏。

反倾层状碎裂结构边坡在低强度地震作用下整体稳定性较好,随着输入峰值加速度增大,其破坏由局部裂隙萌生逐步发展为坡肩挤出开裂,并最终形成弯曲—倾倒型失稳破坏,不同峰值加速度地震作用下其演化过程如图9所示。

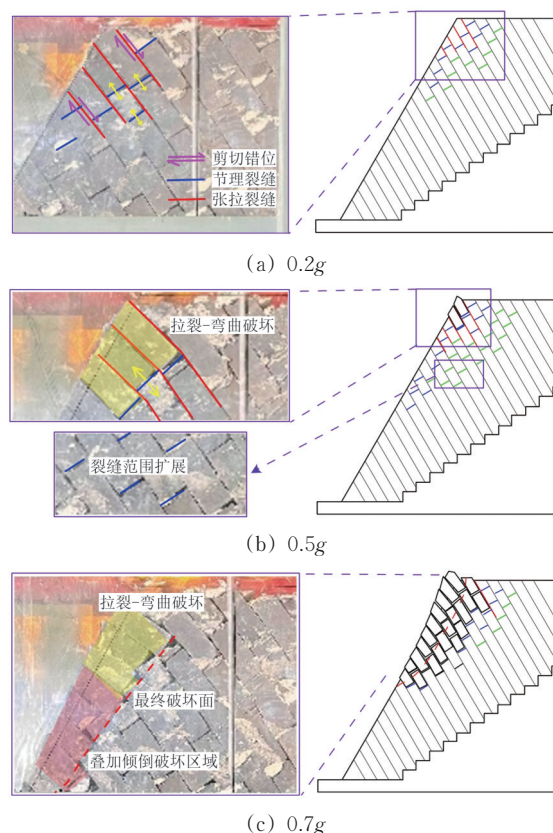


图9 不同峰值加速度地震作用下反倾碎裂结构边坡破坏演化过程

由图9可知:当输入峰值加速度为 $0.1g \sim 0.4g$ 时,坡体整体性较强,仅在坡肩和浅表层出现少量

微裂缝,未形成连续破坏面;当输入峰值加速度增至约 $0.5g$ 时,坡肩岩体沿反倾层理向临空侧发生挤出错动变形,后缘节理受拉开裂,坡肩块体出现拉伸弯曲破坏并逐渐形成危岩;当输入峰值加速度进一步增至 $0.7g$ 左右时,坡肩挤出效应增强,浅表层裂缝扩展并相互贯通,中上部块体沿层理面和贯通裂缝发生弯曲变形,最终诱发倾倒崩塌。以上分析可知,地震作用下反倾层状碎裂结构边坡失稳机制主要受反倾层理的约束作用和坡肩动力放大效应共同控制:反倾结构在低强度地震下对坡体下滑具有一定限制作用,但高幅值地震动作用下坡肩受高程放大效应和临空面效应影响明显,浅表块体向坡外挤出,后缘裂缝持续拉开并与层理面连通,最终形成以坡肩崩塌为主的弯曲—倾倒型破坏。

2.2 位移响应规律

不同边坡的位移演化规律如图10所示。由图10可知:相同输入地震动峰值加速度条件下,水平碎裂结构边坡坡面累计位移最大,反倾碎裂结构边坡坡面累计位移最小;水平、顺倾边坡 100 cm 及以上高程处累计位移响应差异显著, 100 cm 以下高程位移增幅偏小;反倾边坡则表现为 140 cm 及以上高程位移响应突出,下部高程位移变化平缓。三者位移响应特征的差异性,进一步印证了3

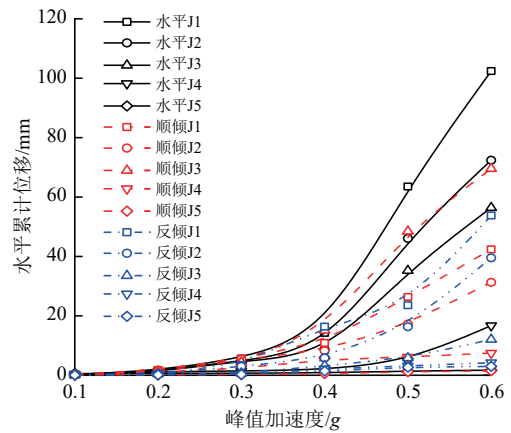


图10 不同结构边坡坡面累计位移响应变化规律

类典型边坡失稳破坏机制存在本质区别。

3 边坡动力响应特征

3.1 加速度放大系数云图

已有研究表明,采用加速度放大系数等值云图分析边坡动力加速度响应效果良好,能够直观反映边坡全域加速度响应空间分布特征。以EL波为例进行分析,激振强度为 $0.1g\sim 0.6g$ 时3组碎裂结构边坡模型边坡的加速度放大系数云图分别如图11—图13所示。

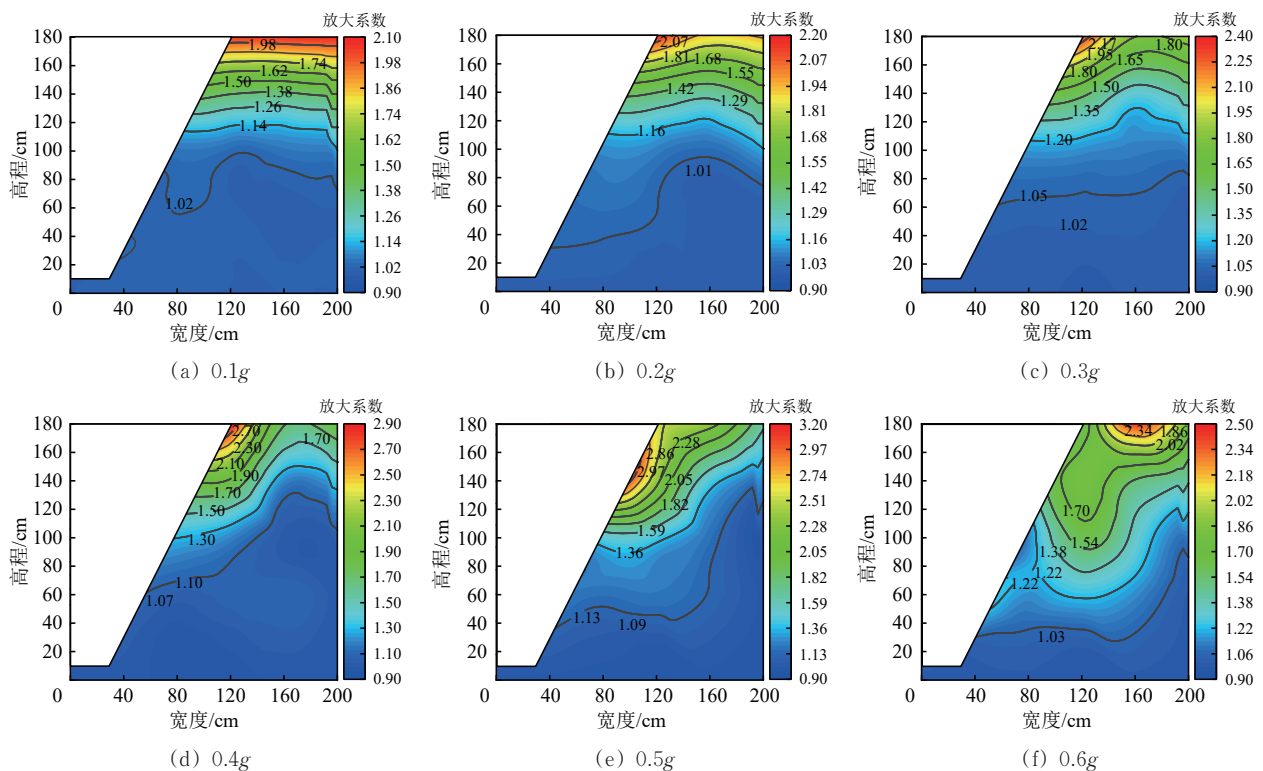


图11 不同峰值加速度EL波作用下水平边坡加速度放大系数云图

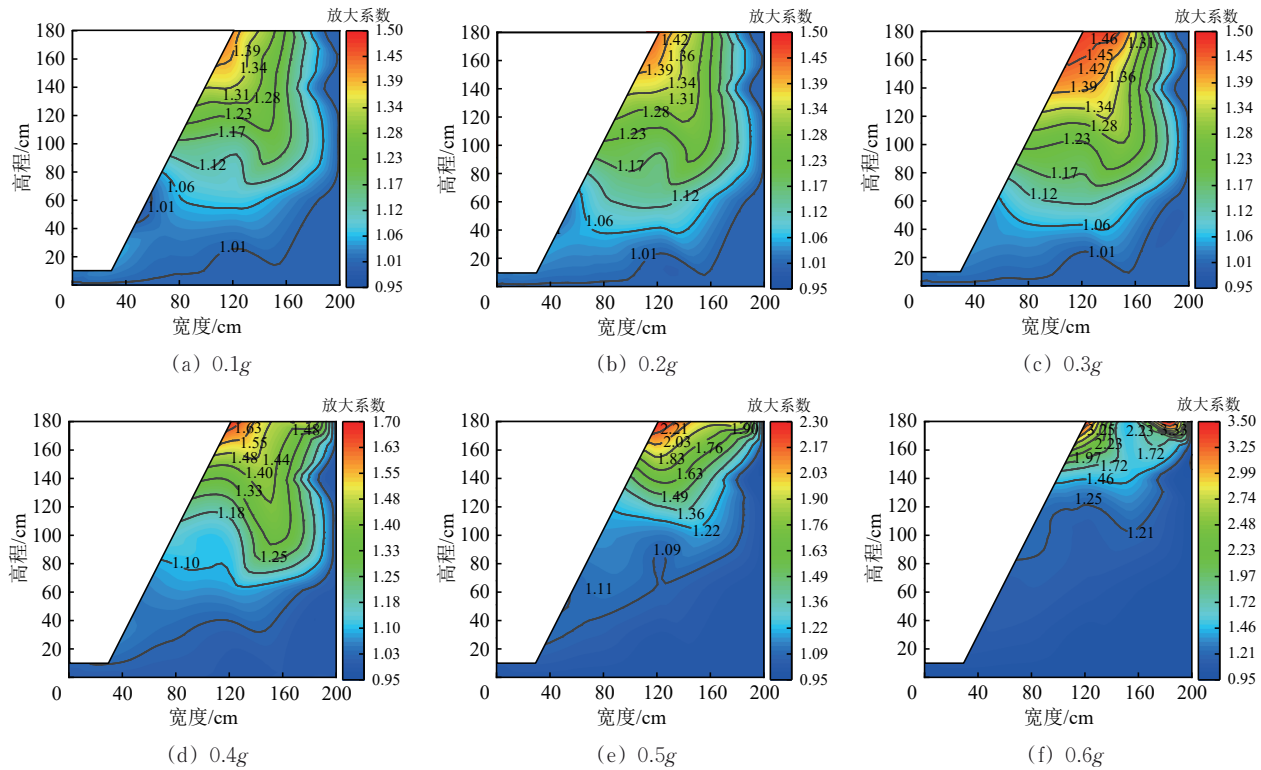


图12 不同峰值加速度EL波作用下顺倾边坡加速度放大系数云图

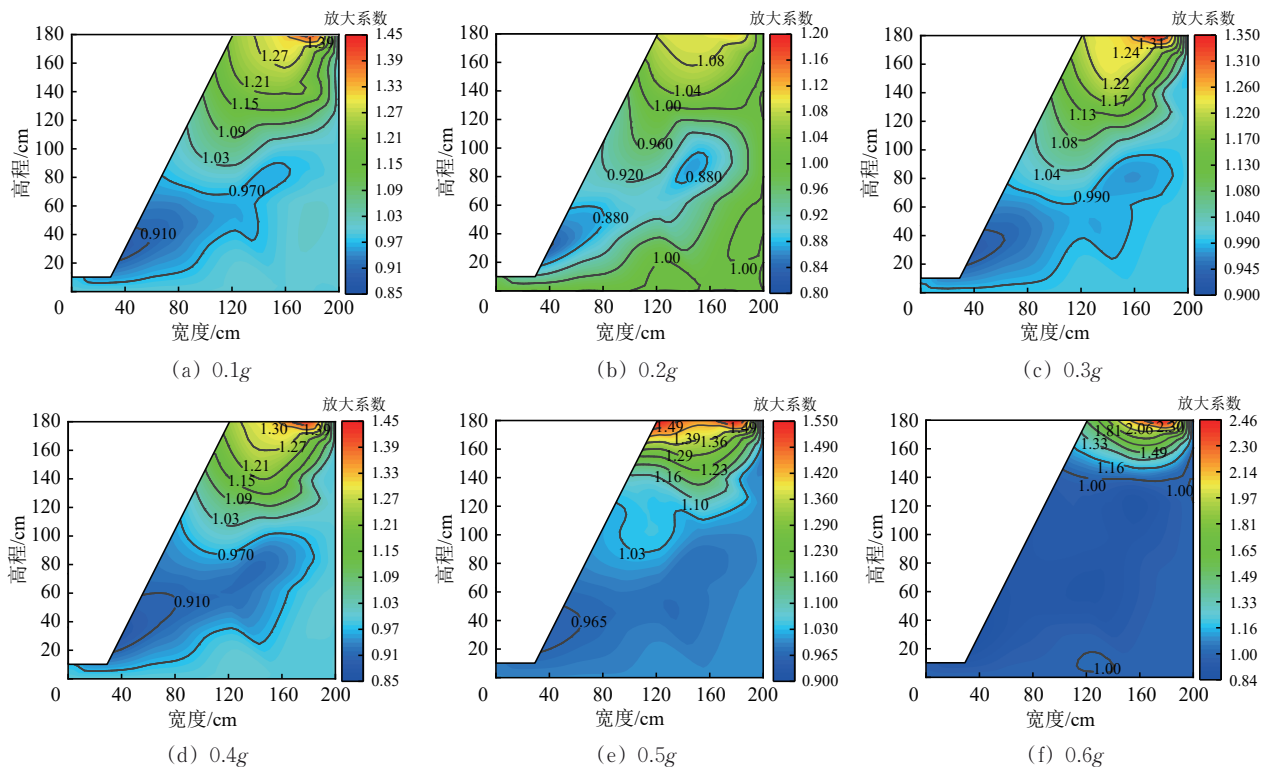


图13 不同峰值加速度EL波作用下反倾边坡加速度放大系数云图

由图11可知：水平碎裂结构边坡在低输入峰值加速度（0.1g~0.3g）下，加速度放大系数呈现层状分布，显示出明显的高程放大效应，即模型中部以下区域的加速度放大效应较弱，而中部以上区

域放大效应显著；当输入峰值加速度增加至0.4g~0.5g时，层状分布现象逐渐减弱，等势线向坡脚处延伸，表明坡面的加速度响应愈发剧烈；输入峰值加速度达到0.6g时，最大加速度响应位

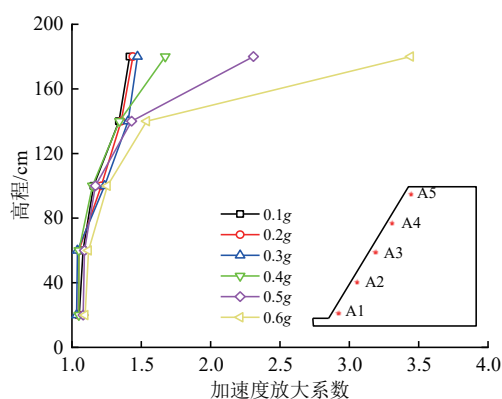
置逐渐由坡面向内部转移。结合失稳演化规律,推测其原因是坡表附近岩体逐渐滑移,形成阶梯状滑动破坏面,致使地震作用下块体相对运动受限,局部加速度响应随之衰减,进而局部加速度响应降低。

由图12可知:顺倾碎裂结构边坡的加速度放大系数同样表现出高程放大效应,并且在坡肩处的加速度响应最为剧烈;随着地震波输入峰值加速度的逐渐增加,顺倾边坡的加速度放大系数也逐渐增大。

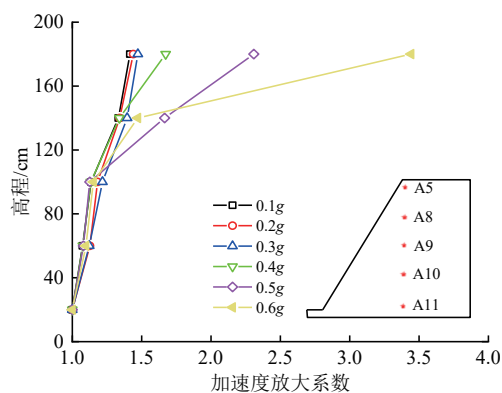
由图13可知:反倾碎裂结构边坡的加速度放大系数随着地震波输入峰值加速度的增加呈现先减小后增大的变化规律。并且通过对比可知,反倾碎裂结构边坡的加速度响应远小于顺倾碎裂结构边坡和水平碎裂结构边坡。

3.2 地震波幅值影响

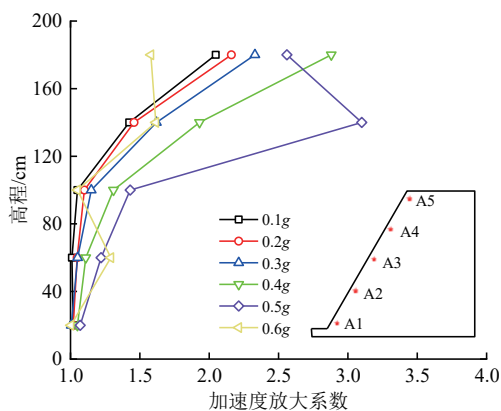
不同峰值加速度EL波作用下3组典型边坡试验坡面及坡体内部加速度放大系数沿高程变化规律如图14所示。由图14(a)和图14(b)可知:水平碎裂结构边坡的加速度响应表现为较明显的高程放大效应,边坡顶部A5处岩体的加速度响应远大于坡脚;在边坡高程在100 cm以下时,边坡坡面



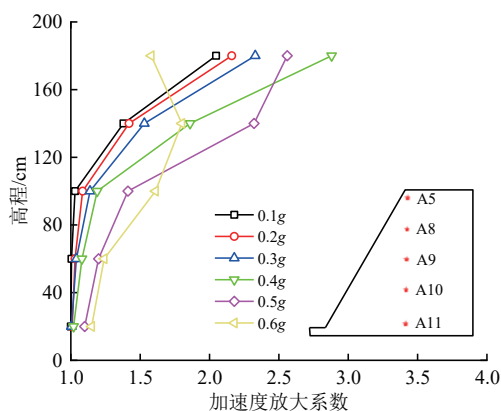
(c) 坡面(顺倾边坡)



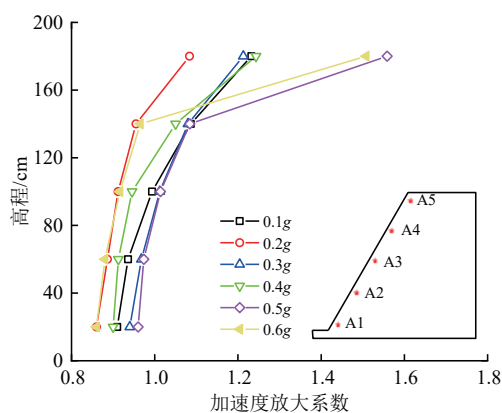
(d) 坡体内部(顺倾边坡)



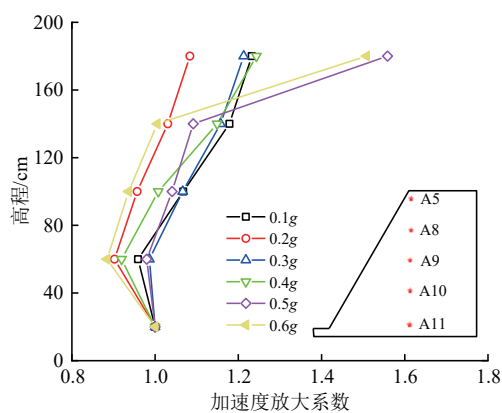
(a) 坡面(水平边坡)



(b) 坡体内部(水平边坡)



(e) 坡面(反倾边坡)



(f) 坡体内部(反倾边坡)

图14 不同幅值EL波作用下加速度放大系数沿高程变化规律

附近的加速度放大系数近似呈线性增长, 增长幅度较为缓慢, 但当边坡高程在 100 cm 以上时, 边坡坡面附近的加速度放大系数增长十分迅速; 当 EL 波输入峰值加速度在 $0.1g \sim 0.4g$ 区间时, 随着输入地震波峰值加速度幅值的增加, 边坡加速度放大效应逐渐增强; 当 EL 波输入峰值加速度达到 $0.5g$ 后, 可以观察到边坡加速度响应最为剧烈的点由坡肩附近的 A5 测点向下转移到了 A4 测点; 结合水平碎裂结构边坡的破坏过程可推知, 在高峰值加速度地震载荷作用下边坡顶部 A5 处岩体已发生相对滑动, 导致此部分岩体的实测加速度减小; 当 EL 波输入峰值加速度达到 $0.6g$ 后, 水平碎裂结构边坡岩体坡表附近岩体的加速度放大效应进一步减弱。

由图 14 (c) 和图 14 (d) 可知: 顺倾碎裂结构边坡的加速度响应也表现出明显的高程放大效应。对于顺倾碎裂结构边坡, 当地震波输入峰值加速度在 $0.1g \sim 0.3g$ 范围内时, 随着地震波输入振幅的增加, 边坡的加速度放大效应逐渐增强; 当输入峰值加速度达到 $0.4g$ 时, 坡面附近 A1—A4 测点处的加速度放大系数与 $0.3g$ 时相比有所下降, 而 A5 处的加速度放大系数增加。顺倾碎裂结构边坡内部测点的加速度放大系数发展规律与坡面附近测点大致相同; 然而, 当输入峰值加速度增加到 $0.6g$ 时, 坡内 A8 测点的加速度放大系数显著下降。结合顺倾边坡的失稳破坏模式可知, 由于 A8 测点位于滑动面附近, 岩体沿滑动面发生相对错动, 块体间的摩擦使得能量耗散增大, 导致该位置的加速度放大效应显著减弱。

由图 14 (e) 和图 14 (f) 可知: 反倾边坡坡面附近测点的加速度响应随高程的增加同样呈非线性增大的特点, 当高程在 140 cm 以下时, 可以认为坡面附近的加速度放大效应近似呈线性增加, 而高程超过 140 cm 后, 加速度放大效应显著增加。在反倾边坡内部测点加速度放大效应变化规律的非线性更加明显, A10 测点处的加速度放大效应最小; 此外, 随着输入 EL 波幅值的增加, 加速度放大系数整体呈现先减小后增大的规律, 整体呈现起伏式先降后升的演变特征, 该现象在文献 [23] 的研究中也有所出现。

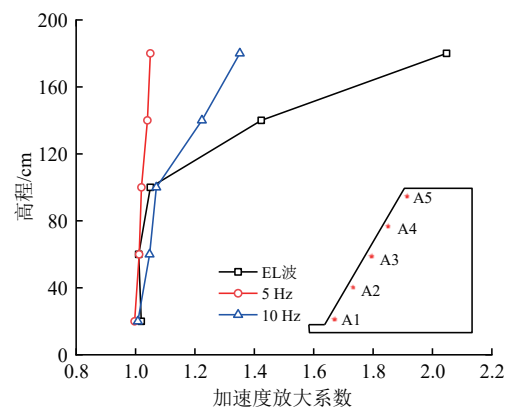
从输入幅值看, 水平边坡在 $0.1g \sim 0.4g$ 阶段主要表现为加速度放大效应逐步增强, 说明坡体结构仍具有较好的整体传递能力; 当输入峰值加速度达到 $0.5g$ 后, 强响应区由坡肩 A5 向下转移至 A4, 表明坡肩岩体已发生明显松动或相对滑移; $0.6g$

后坡表放大效应进一步减弱, 与阶梯状滑动面形成过程相对应。顺倾边坡在 $0.1g \sim 0.3g$ 阶段放大效应随幅值增加而增强, $0.4g$ 后局部测点出现回落, $0.6g$ 时坡内 A8 测点响应显著降低, 说明潜在滑动面附近能量耗散增强。反倾边坡在 $0.1g \sim 0.4g$ 阶段整体响应较弱, 约 $0.5g$ 后坡肩及中上部测点响应变化加剧, 表明其损伤主要集中于坡肩挤出和后缘拉裂区域。

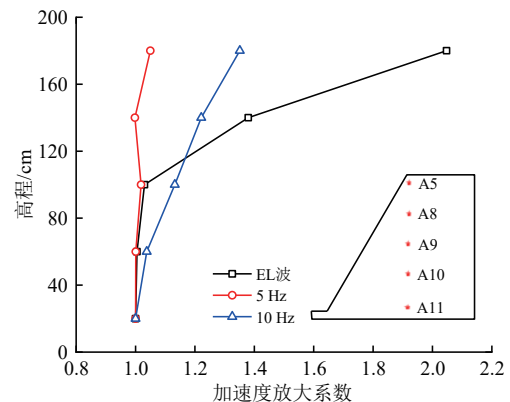
从空间位置看, 水平和顺倾边坡的动力响应突变主要集中在 100 cm 以上区域, 说明中上部坡体是地震放大和损伤发展的主要区域; 反倾边坡则在 140 cm 以上响应明显增强, 反映其破坏受坡肩部位弯曲挤出控制。坡面测点响应波动显著大于坡内测点, 体现临空面岩体受地震惯性作用与边界卸荷叠加影响更强, 边坡动力趋表效应明显。

3.3 地震波类型影响

以地震波幅值为 $0.1g$ 的 EL 波与正弦波激励下部分测点的数据分析结果为例, 分析地震波类型和频率对 3 类典型碎裂结构边坡加速度放大效应的影响, 得到 3 组加速度放大系数沿高程的变化规律, 如图 15 所示。



(a) 坡面 (水平边坡)



(b) 坡体内部 (水平边坡)

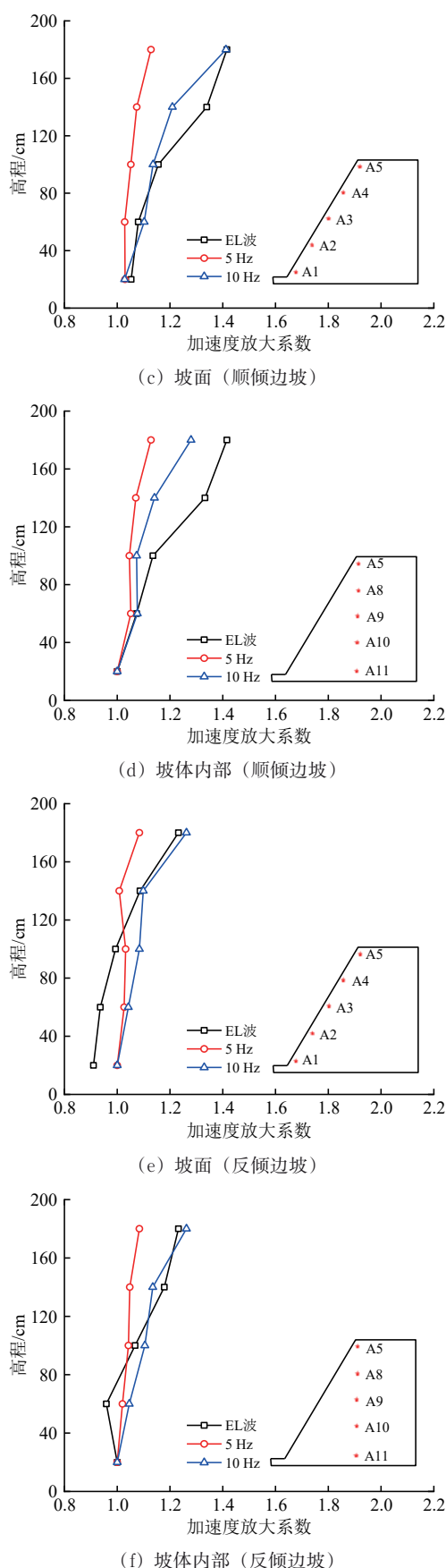


图15 不同类型地震波作用下加速度放大系数沿高程变化规律 (以0.1g为例)

由图15(a)和图15(b)可知:不同类型地震波激励下,水平碎裂结构边坡由坡脚向坡顶的监测点加速度放大系数均呈非线性增加的特点;当高程在100 cm以下时,不同类型地震波激励下边坡的加速度放大效应均较弱,且差别不大;但当高程超过100 cm以上时,边坡的加速度放大效应变得十分显著,加速度放大系数近似呈线性增长;此外,通过对比5和10 Hz正弦波激励下边坡的加速度放大系数可以发现,随着输入正弦波频率升高,模型中上部岩体加速度放大系数随之增大。通过对比EL波和正弦波激励下模型的加速度响应结果可以发现,加载EL波时的加速度放大效应比正弦波强烈。原因是模型的动力响应与地震载荷的频谱特性有关,输入地震波主频越接近边坡自振频率(26.98 Hz),共振效应越显著,导致边坡加速度放大效应越强。

由图15(c)和图15(d)可知:对于顺倾碎裂结构边坡而言,当高程低于100 cm时,EL波与正弦波激励下的加速度放大效应较弱;在高程超过100 cm时,地震波类型对加速度放大效应的影响开始显现,且随着地震波频率的增加,放大效应更加显著;此外,与水平边坡类似,顺倾边坡中EL波激励下的加速度响应比正弦波更为剧烈。

由图15(e)和图15(f)可知:无论是在反倾边坡坡面还是内部,其加速度放大效应与另2种典型边坡相比均较弱,随着地震波输入频率的增加,加速度放大系数越大;结合反倾边坡的失稳破坏机制可知,由于反倾边坡结构比较稳定,当地震波输入峰值加速度较低时,边坡的整体性较好,各测点加速度响应差异整体较小。

3.4 地震响应对比分析

1) 坡顶响应差异

为进一步对比3组典型碎裂结构边坡动力响应的差异性,提取不同峰值加速度EL波作用下坡肩A5测点的加速度放大系数进行分析,结果如图16所示。由图16可知:水平、顺倾以及反倾边坡坡顶的加速度放大系数变化规律差异显著;当输入峰值加速度小于0.4g时,水平碎裂结构边坡坡顶的加速度放大系数随着输入峰值加速度的增加而增大;当输入峰值加速度大于0.4g后,加速度放大系数开始呈现下降趋势;顺倾碎裂结构边坡顶部的加速度响应随着输入峰值加速度的增加而持续增加,当输入峰值加速度小于0.4g时,加速度放大系数增长较为缓慢,而当输入峰值加速度超过0.4g

后, 加速度放大系数急剧增加; 反倾碎裂结构边坡顶部的加速度放大系数随着幅值的增加波动上升; 当输入峰值加速度为 $0.6g$ 时, 反倾边坡顶部的加速度放大效应有所下降, 原因可能是坡肩部分岩体向坡面外挤出, 与原来的边坡逐渐分离, 导致地震波在传递时发生衰减, 这表明反倾边坡在地震作用下坡肩更容易发生崩塌破坏。

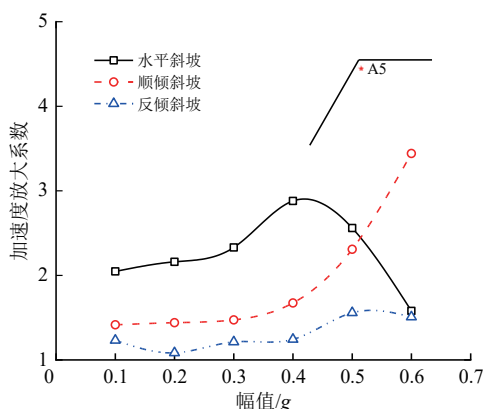
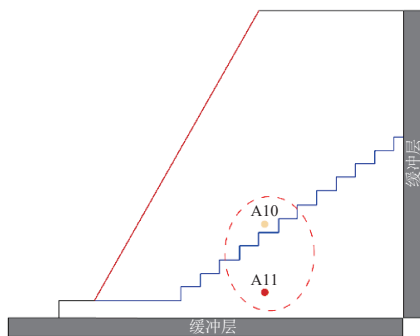


图16 坡肩A5测点加速度放大系数变化规律

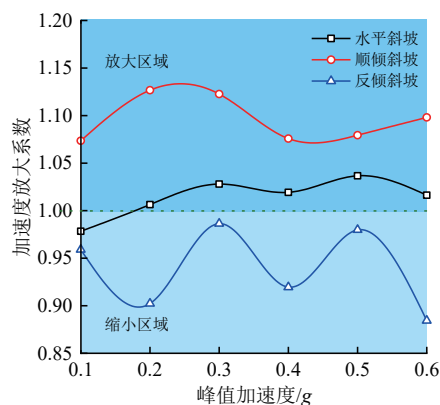
通过对比3组边坡模型的动力响应, 可以发现相同地震荷载激励下反倾边坡的加速度放大效应最低, 表明反倾边坡的抗震性能最好, 不易发生崩塌、滑塌破坏。而水平边坡的加速度放大效应最大, 并且在高震级作用下加速度放大效应显著减弱, 表明水平层状边坡整体抗震稳定性最弱, 高幅值地震作用下极易沿层理面发生滑移失稳。

2) 基岩结构面影响

为探究3组碎裂结构边坡基岩界面附近区域加速度放大效应的规律, 选取基岩界面上部的A10测点和基岩下部的A11测点记录的加速度数据进行分析, 以界面下方A11为基准, 计算A10与A11测点峰值加速度比值, 当比值大于1时, 则认为地震波从基岩向上碎裂结构岩体区域传递的过程中产生了放大效应, 反之则存在动力缩小效应。具体取点示意图和计算结果如图17所示。



(a) 点位



(b) 加速度放大系数

图17 不同峰值加速度EL波作用下界面上下放大系数变化规律

由图17可知: 对于顺倾边坡而言, 相同地震波作用下基岩界面以上监测点的加速度放大系数均显著大于1, 表明顺倾边坡中基岩界面的存在对地震波传播具有显著放大作用; 水平边坡基岩界面以上监测点的加速度放大系数均在1附近波动, 表明水平边坡中基岩界面的存在对加速度放大效应影响程度微弱; 而反倾边坡基岩界面以上监测点的加速度放大系数均小于1, 表明反倾边坡中基岩界面的存在对地震波的传递起到了动力衰减效应。产生该差异的主要原因为基岩界面倾角和层面倾角关系的影响, 当基岩界面倾角与层面倾角夹角较小时 (水平边坡夹角为 35° 、顺倾边坡夹角为 25°), 地震波穿过基岩界面时易产生动力放大效应, 当基岩界面倾角与层面夹角较大时 (反倾边坡夹角为 85°), 地震波穿过基岩界面时易产生动力衰减效应。

4 地震作用下碎裂结构边坡损伤的能量识别方法

4.1 HHT与边际谱理论

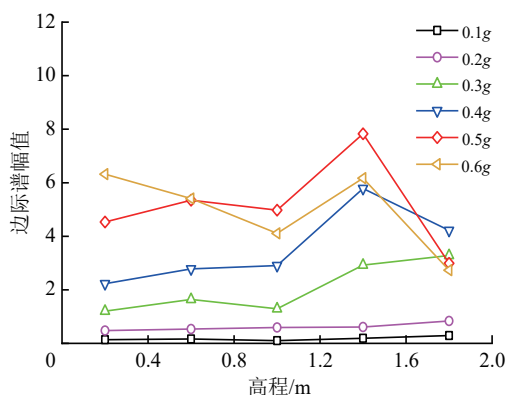
1998年, Huang等^[24]提出了1种新的信号处理方法, 即HHT方法。采用HHT方法开展层状碎裂结构边坡时频域动力响应分析, 主要分为经验模态分解 (Empirical Mode Decomposition, EMD) 与HHT谱分析2大步骤。HHT方法首先将测得的加速度信号通过EMD分解成多个固有模态函数 (Intrinsic Mode Function, IMF), 然后对这一系列IMF分量进行Hilbert变换, 得到每个IMF分量的瞬时频谱。将所有的IMF频谱综合到一起, 即可得到地震信号在时频域上的分布特征, 最终可从时

间、频率、幅值3个维度刻画振动信号特征。

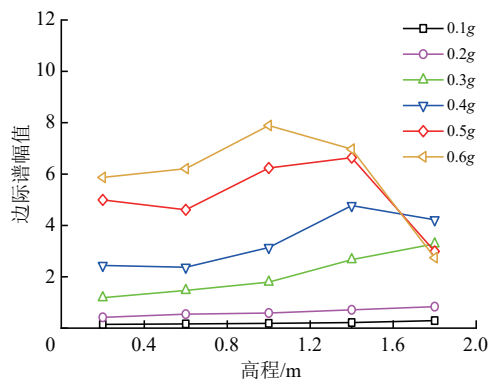
根据HHT可以得到原始信号的HHT谱,然后得到原始信号相应的边际谱。大量文献研究表明,边际谱能够表征不同频率成分对信号能量的贡献占比,若边坡在地震过程中产生了损伤,将导致坡体中传递的振动能量发生损耗,能量损耗会造成边际谱幅值出现波动与突变^[6, 16]。

4.2 基于边际谱的损伤识别

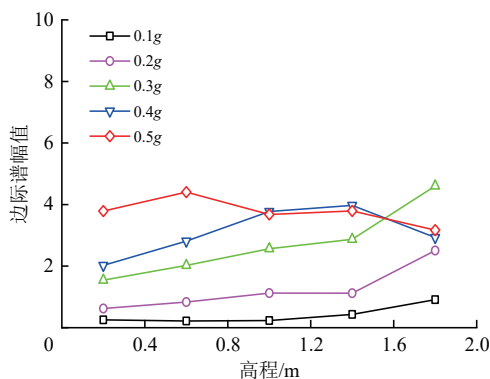
通过分析边际谱幅值变化,对比3组典型边坡的震害损伤。提取不同幅值下3组典型碎裂结构边坡坡面及坡内的边际谱幅值(Peak of Marginal Spectrum Amplitude, PMSA),进一步分析PMSA沿高程方向的变化规律,如图18所示。



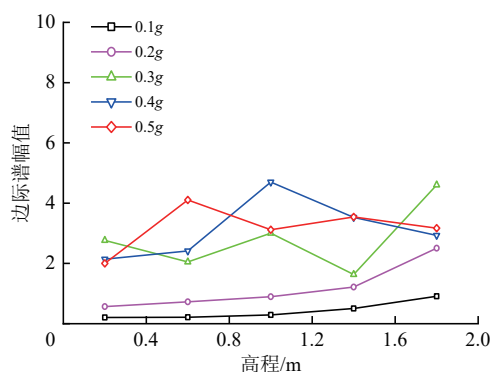
(a) 坡面(水平边坡)



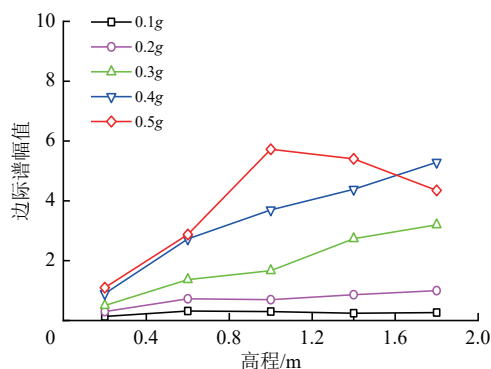
(b) 坡体内部(水平边坡)



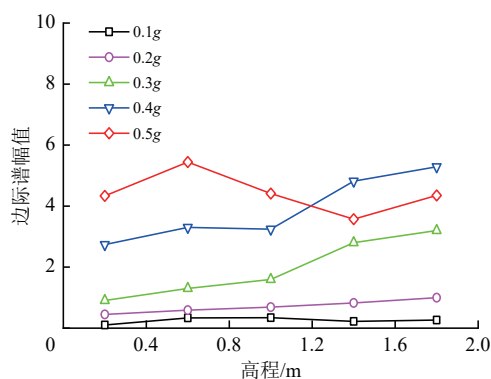
(c) 坡面(顺倾边坡)



(d) 坡体内部(顺倾边坡)



(e) 坡面(反倾边坡)



(f) 坡体内部(反倾边坡)

图18 3组边坡的PMSA变化规律

由图18(a)和图18(b)可知:输入地震波幅值为 $0.1g \sim 0.2g$ 时,水平边坡坡面PMSA基本随着高程的增加而增大,未发生剧烈波动,表明地震波能量的传递较为平稳;输入波幅值为 $0.3g$ 时,坡面A3的PMSA降低,结合破坏模式可知,A3位于滑动面附近,该处岩体最先发生地震损伤;输入波幅值为 $0.4g \sim 0.5g$ 时,PMSA由A4向A5传递的过程中PMSA大幅减小,表明坡肩附近岩体发生损伤,影响了地震波的传递; $0.6g$ 时,能量响应异常突变区域下移至 100 cm 以下高程,表明损伤已向低高程发生转移。此外,对比坡面和坡内的PMSA可知,坡面波动更为剧烈,表明坡面损

伤强于坡内。

由图 18 (c) 和图 18 (d) 可知: 输入波幅值达到 $0.3g$ 时, 坡内 A8 测点的 PMSA 出现显著降低, 表明 A8 处出现地震损伤; 达到 $0.4g$ 时, 边坡内部 A5 和 A8 处的 PMSA 小于周边区域, 说明该区域地震损伤正在进一步发展, 导致能量在 A5 和 A8 附近位置传输异常; 对比 A5 与 A8 处的 PMSA 可知, A8 处的能量损失更大, 说明顺倾边坡发生破坏时, 滑动破坏面距离坡面有一定的距离。

由图 18 (e) 和图 18 (f) 可知: 输入波幅值为 $0.1g\sim 0.4g$ 时, 反倾边坡坡面和坡内的 PMSA 传递较为平稳; 当输入波幅值为 $0.5g$ 时, 反倾边坡中上部测点 (A4, A5, A8, A9) 的 PMSA 显著降低, 这主要是由于边坡中上部岩体在高烈度地震波作用下, 向临空面发生滑移, 岩体发生相对错动并耗散振动能量, 且能量耗散程度随高程抬升逐步增大; 此外, 反倾边坡坡顶 A5 处岩体的 PMSA 下降最为显著, 表明其损伤最为严重, 是崩塌失稳的核心易发区域。

5 结 论

本文依托大型振动台相似模型试验, 选取 3 类典型层状碎裂结构边坡开展地震动力试验研究。然后, 基于振动台相似模型试验, 针对 3 种典型边坡结构形式, 分析了高幅值地震动输入下边坡模型的失稳演化规律、破坏模式、加速度、位移等响应规律, 结合 HHT 变换与边际谱理论, 实现边坡地震损伤位置与演化过程的定量识别, 主要研究结论如下。

(1) 3 类边坡破坏模式存在明显差异。水平边坡在峰值加速度为 $0.6g$ 时形成阶梯状滑动面, 峰

值加速度达 $0.7g$ 及以上时发生整体滑移塌落, 表现为拉裂—剪切—滑移型破坏; 顺倾边坡在峰值加速度为 $0.3g\sim 0.4g$ 时坡腰隆起明显, 约 $0.7g$ 时沿层理面整体滑移, 表现为拉裂—剪切—隆起—滑移型破坏; 反倾边坡在峰值加速度为 $0.1g\sim 0.4g$ 范围内整体稳定性较好, 约 $0.5g$ 时坡肩挤出和后缘拉裂加剧, 约 $0.7g$ 时发生弯曲—倾倒型破坏。

(2) 3 类边坡均表现出高程放大效应和趋表效应, 但响应集中区不同。水平和顺倾边坡在 100 cm 以上加速度放大效应迅速增强, 累计位移也主要集中于该高度以上; 反倾边坡在 140 cm 以上动力响应明显增强。相同输入条件下, 水平边坡累计位移最大, 反倾边坡最小, 说明反倾层理结构对边坡地震变形具备良好约束抑制作用。

(3) 地震波幅值、频率及结构面倾向共同影响边坡动力响应。水平边坡在 $0.1g\sim 0.4g$ 范围内放大效应随幅值增加而增强, $0.5g$ 后强响应区由坡肩 A5 向下转移至 A4; 顺倾边坡在 $0.6g$ 时坡内 A8 测点放大效应明显降低, 表明潜在滑动面附近能量耗散增强; 反倾边坡整体放大效应低于水平和顺倾边坡。同等激励幅值下, 正弦波输入频率由 5 Hz 提升至 10 Hz , 3 类边坡中上部加速度放大效应均呈增大趋势。

(4) HHT 与边际谱可有效识别边坡损伤发展位置。水平边坡在 $0.3g$ 时 A3 测点 PMSA 首先降低, $0.4g\sim 0.5g$ 时坡肩 A4—A5 区域损伤发展, $0.6g$ 时能量异常向低高程迁移; 顺倾边坡在 $0.3g$ 时坡内 A8 测点 PMSA 显著降低, 印证顺倾边坡潜在滑移破坏面率先在坡腰深部孕育发育; 反倾边坡在 $0.5g$ 时 A4, A5, A8 和 A9 测点 PMSA 明显下降, 其中坡顶 A5 降幅最突出, 表明坡肩是高幅值地震动输入下反倾边坡的主要易损部位。

参 考 文 献

- [1] 王通, 刘先峰, 侯召旭, 等. 碎裂状顺层岩质边坡地震动力响应与破坏模式[J]. 工程科学与技术, 2023, 55(2): 39-49.
Wang Tong, Liu Xianfeng, Hou Zhaoxu, et al. Seismic dynamic response and failure mode of cracked bedding rock Slope[J]. Advanced Engineering Sciences, 2023, 55(2): 39-49.
- [2] 邓建辉, 韦晓, 戴仕贵, 等. 泸定地震诱发灾害特征分析[J]. 工程科学与技术, 2024, 56(1): 117-126.
Deng Jianhui, Wei Xiao, Dai Shigui, et al. Characterization analysis of triggered disasters in the Luding Earthquake[J]. Advanced Engineering Sciences, 2024, 56(1): 117-126.
- [3] 黄润秋. 汶川 8.0 级地震触发崩塌滑灾机制及其地质力学模式[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(6): 1239-1249.
Huang Runqiu. Mechanism and geomechanical modes of landslide hazards triggered by Wenchuan 8.0 earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(6): 1239-1249.

- [4] 黄润秋,裴向军,李天斌.汶川地震触发大光包巨型滑坡基本特征及形成机理分析[J].工程地质学报,2008,16(6): 730-741.
Huang Runqiu, Pei Xiangjun, Li Tianbin. Basic characteristics and formation mechanism of the largest scale landslide at Dagungbao occurred during the Wenchuan Earthquake[J]. Journal of Engineering Geology, 2008, 16(6): 730-741.
- [5] 陈晓利,常祖峰,王昆.云南鲁甸 $M_s6.5$ 地震红石岩滑坡稳定性的数值模拟[J].地震地质,2015,37(1):279-290.
Chen Xiaoli, Chang Zufeng, Wang Kun. Numerical simulation study of Hongshiyan landslide triggered by the $M_s6.5$ Ludian Earthquake[J]. Seismology and Geology, 2015, 37(1): 279-290.
- [6] 王通,刘先峰,袁胜洋,等.顺倾及反倾层状碎裂结构斜坡地震反应的大型振动台试验研究[J].岩土力学,2024,45(2): 489-501.
Wang Tong, Liu Xianfeng, Yuan Shengyang, et al. Large-scale shaking table test on the seismic response of dip and anti-dip layered fractured structural slopes[J]. Rock and Soil Mechanics, 2024, 45(2): 489-501.
- [7] 苏瑞欢,袁道阳,郑文俊,等.2023年甘肃积石山 $M_s6.2$ 地震地表破裂及震害特征分析[J].地球物理学报,2024,67(9): 3454-3471.
Su Ruihuan, Yuan Daoyang, Zheng Wenjun, et al. Surface rupture and damage characteristics of the 2023 $M_s6.2$ Jishishan Earthquake, Gansu[J]. Chinese Journal of Geophysics, 2024, 67(9): 3454-3471.
- [8] 周德培,张建经,汤涌.汶川地震中道路边坡工程震害分析[J].岩石力学与工程学报,2010,29(3):565-576.
Zhou Depei, Zhang Jianjing, Tang Yong. Seismic damage analysis of road slopes in Wenchuan Earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(3): 565-576.
- [9] 邓东平,徐润冬,彭一航.广义H-B强度准则下破碎岩质边坡稳定分析极限平衡变分法[J].岩石力学与工程学报,2025, 44(4):959-976.
Deng Dongping, Xu Rundong, Peng Yihang. Limit equilibrium variational method for stability analysis of fractured rock slopes under generalized H-B strength criterion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2025, 44(4): 959-976.
- [10] 宋丹青,黄进,刘晓丽,等.地震作用下金沙江某跨江桥梁岩质岸坡动力响应分析[J].工程科学与技术,2021,53(2): 45-53.
Song Danqing, Huang Jin, Liu Xiaoli, et al. Dynamic response analysis of rock bank slope of a bridge across Jinsha River under earthquakes[J]. Advanced Engineering Sciences, 2021, 53(2): 45-53.
- [11] Song Danqing, Che Ailan, Zhu Renjie, et al. Natural frequency characteristics of rock masses containing a complex geological structure and their effects on the dynamic stability of slopes[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2019, 52(11): 4457-4473.
- [12] Feng Xixia, Jiang Qinghui, Zhang Xiaobo, et al. Shaking table model test on the dynamic response of anti-dip rock slope[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2019, 37(3): 1211-1221.
- [13] Wang Tong, Liu Xianfeng, Hou Zhaoxu, et al. Dynamic response and failure process of horizontal-layered fractured structure rock slope under strong earthquake[J]. Journal of Mountain Science, 2024, 21(3): 882-900.
- [14] Lin Meei-Ling, Wang Kuo-Lung. Seismic slope behavior in a large-scale shaking table model test[J]. Engineering Geology, 2006, 86(2/3): 118-133.
- [15] Wartman J, Seed R B, Bray J D. Shaking table modeling of seismically induced deformations in slopes[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(5): 610-622.
- [16] 王通,刘先峰,袁胜洋,等.灰岩崩塌体斜坡动力响应与损伤识别[J].中国铁道科学,2023,44(6):13-24.
Wang Tong, Liu Xianfeng, Yuan Shengyang, et al. Dynamic response and damage identification of limestone collapse slope[J]. China Railway Science, 2023, 44(6): 13-24.
- [17] 文钊,刘汉香,李欣,等.基于振动台试验的水平层状边坡共振响应分析[J].地震工程与工程振动,2024,44(3):116-126.
Wen Zhao, Liu Hanxiang, Li Xin, et al. Resonance response analysis of horizontal layered slope based on shaking table tests[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2024, 44(3): 116-126.
- [18] 许明,余小越,赵元平,等.顺倾层状碎裂结构岩质边坡地震动力响应及破坏模式分析[J].岩土力学,2023,44(2):

- 362-372.
- Xu Ming, Yu Xiaoyue, Zhao Yuanping, et al. Analysis of seismic dynamic response and failure mode of bedding rock slope with laminated fractured structure[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2023, 44(2): 362-372.
- [19] 信春雷, 杨飞, 冯文凯, 等. 多期地震作用的台阶式顺层岩质边坡震裂破坏机制[J]. *岩土力学*, 2023, 44(12): 3481-3494.
- Xin Chunlei, Yang Fei, Feng Wenkai, et al. Shattering failure mechanism of step-like bedding rock slope under multi-stage earthquake excitations[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2023, 44(12): 3481-3494.
- [20] 郭明珠, 谷坤生, 张合, 等. 强震作用下含软弱夹层顺层岩质斜坡动力响应规律试验研究[J]. *岩土力学*, 2022, 43(5): 1306-1316.
- Guo Mingzhu, Gu Kunsheng, Zhang He, et al. Experimental study of dynamic response law of bedding rock slope with weak interlayer under strong earthquake[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2022, 43(5): 1306-1316.
- [21] 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.
- [22] 邹启俊, 吴瑞安, 郭长宝, 等. 地震作用下含软弱夹层反倾岩质边坡动力响应振动台试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2025, 44(9): 2470-2485.
- Zou Qijun, Wu Ruian, Guo Changbao, et al. Shaking table test on dynamic response of anti-dip rock slope with weak interlayers under seismic Loading[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2025, 44(9): 2470-2485.
- [23] 冯细霞, 姜清辉, 张慧超, 等. 岩质边坡地震响应振动台试验研究[J]. *振动. 测试与诊断*, 2018, 38(3): 575-582.
- Feng Xixia, Jiang Qinghui, Zhang Huichao, et al. Shaking table test on seismic response of rock slope[J]. *Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis*, 2018, 38(3): 575-582.
- [24] Huang N E, Shen Zeng, Long S R, et al. The empirical mode decomposition and the Hilbert spectrum for nonlinear and non-stationary time series analysis[J]. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 1998, 454(1971): 903-995.

Dynamic response characteristics of layered fractured rock slopes along railways based on shaking table tests

Wang Tong^{1,2}, Liu Xianfeng³, Qiu Ruizhe^{1,2}, Hou Zhaoxu³,
Yuan Shengyang³, Jiang Guanlu³

(1. School of Railway Engineering and Electronics, Sichuan Railway College, Chengdu Sichuan 611732, China;

2. University-Enterprise Joint Application Technology Innovation Base of Intelligent Operation and Maintenance of Digital Rail Transit, Sichuan Provincial Department of Education, Sichuan Railway College, Chengdu Sichuan 611732, China;

3. Key Laboratory of High-Speed Railway Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China)

Abstract: To address the seismic stability of layered fractured rock slopes along railways in the rugged mountainous areas of Southwest China, three typical layered fractured slope models, namely horizontal, dip-slope, and anti-dip slope models, were established under a unified geometric similarity ratio, material parameters, and boundary conditions. Large-scale shaking table model tests were conducted to investigate the failure evolution, dynamic response, and damage identification characteristics of slopes with different structural types. The results show that the horizontal slope mainly exhibits a tensile-shear-sliding failure mode, the dip-slope presents a tensile-shear-uplift-sliding failure mode, and the anti-dip slope shows a bending-toppling failure mode. All three types of slopes exhibit elevation amplification and near-surface effects. The acceleration

amplification effect of the horizontal and dip-slope models increases significantly above 100 cm, whereas the dynamic response of the anti-dip slope becomes more pronounced above 140 cm. With increasing input peak acceleration, the high-power dynamic response zone of the horizontal slope shifts downward from the slope shoulder after damage development; the overall response amplification effect of the dip-slope increases, while the response intensity in local damaged zones decreases; and the amplification effect of the anti-dip slope shows alternating fluctuations characterized by an initial decrease followed by an increase. When the input frequency of the sine wave increases from 5 Hz to 10 Hz, the acceleration amplification effect in the middle and upper parts of all three slopes is enhanced. Damage identification results based on the Hilbert-Huang Transform (HHT) and marginal spectrum show that energy anomalies in the horizontal slope first occur near the middle part of the slope surface and then develop toward the slope shoulder and lower-elevation areas; the slip surface of the dip-slope is mainly initiated inside the slope waist; and the slope shoulder of the anti-dip slope is the main vulnerable area under high-amplitude seismic input. The results provide an experimental basis for seismic stability evaluation and monitoring layout of layered fractured rock slopes.

Key words: Railway slope; Layered fractured structure; Shaking table test; Dynamic response; Marginal spectrum; Damage identification

(责任编辑 王蕴嘉)