

DOI: 10.11779/CJGE202012003

含软弱层顺倾岩体边坡锚固地震响应试验研究

言志信¹, 刘春波^{1,2}, 龙哲^{*1}, 韩杨¹, 靳飞飞¹, 张功会¹

(1. 河南城建学院土木与交通工程学院, 河南 平顶山 467000; 2. 三峡大学土木与建筑学院, 湖北 宜昌 443000)

摘要:首次通过浇筑方式构筑大型相似边坡模型,并进行振动台相似模型试验,且首次测得了地震作用下两锚固界面上的应变,进而深入系统地研究了含软弱层顺倾岩体边坡锚杆杆体和砂浆的地震响应规律。研究发现:地震作用下边坡锚固发生变形,其锚固作用得以发挥,且随地震波的持续输入锚固应变增大,进而达到其峰值,最终锚固破坏失效;其中锚杆杆体的应变响应得到持续增强,而砂浆由于脆性产生裂隙,致使其受到的拉剪力减小,应变响应受到制约;地震作用下锚杆杆体的应变响应可分为拉压循环阶段、张拉阶段、强烈振荡阶段和残余应变阶段4个阶段;砂浆的应变响应可分为拉压循环阶段、张拉阶段和破坏阶段3个阶段;同时,分析了地震作用下锚固边坡中力的相互作用和传递。该研究对岩土锚固理论研究、数值模拟和抗震设计施工均具有重要意义。

关键词:地震响应;振动台试验;软弱层;岩体边坡;应变

中图分类号: TV672; TU458 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)12-2180-09

作者简介: 言志信(1961—),男,特聘教授,博士生导师,主要从事土木工程和地质工程方面的研究。E-mail: yzx10@163.com。

Experimental study on seismic response of anchorage of bedding rock slope with weak layer

YAN Zhi-xin¹, LIU Chun-bo^{1,2}, LONG Zhe¹, HAN Yang¹, JIN Fei-fei¹, ZHANG Gong-hui¹

(1. School of Civil and Traffic Engineering, Henan University of Urban Construction, Pingdingshan 467000, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, China Three Gorges University, Yichang 443000, China)

Abstract: A large-scale slope model is built by pouring for the first time, and the shaking table tests on the similarity model are conducted. The strain of two anchorage interfaces is obtained under the earthquake, and the seismic responses of anchor bolts and mortar of the bedding rock slope with weak layer are studied. The results show that responding to the slope deformation under the earthquake, the anchoring role of the anchorage systems works, the systems' strain increases with the continuous input of seismic waves and then reaches the peak value, and finally they fail. The strain response of anchor bolts is continuously enhanced, while the mortar cracks because of brittleness, which leads to a reduction in the tension and shear of the mortar, and a restriction on the strain response. The strain response of bolts under earthquake can be divided into four stages: tension-compression recirculation stage, tension stage, intensive oscillation stage and residual strain stage. The strain response of mortar can be divided into three stages: tension-compression recirculation stage, tension stage and failure stage. Besides, the role and the transfer law of force in anchored slopes under earthquake are analyzed. This research may provide important reference for the theoretical research, numerical simulation and seismic design and construction of ground anchorages.

Key words: dynamic response; shaking table test; weak layer; rock mass slope; strain

0 引言

地震极易诱发边坡这类具有侧向临空面的地质体产生滑坡、崩塌、泥石流等次生地质灾害,对人类的生命财产安全构成极大威胁的同时,也对环境造成极大破坏^[1-5]。中国是多山的国家,山地、丘陵和高原面积占全国土地总面积的69%,加之地处两大地震带(环太平洋地震带,地中海—喜马拉雅地震带)之间,地震频发,地震作用下边坡的稳定性问题十分突出,高陡边坡加固治理的任务极为繁重。

岩体锚固不仅可调动岩体的自身强度和自稳能力,改善其应力状态,而且对岩体的扰动小,适用性强,因而在岩体边坡加固治理中获得广泛应用。迄今为止,静力条件下的边坡锚固机理研究已趋于成熟^[6-9],然而,动力条件下的锚固机理研究刚刚起步,这一状况严重制约着工程实践的发展。相关研究主要有:

基金项目:国家自然科学基金面上项目(41372307);河南省重点研发与推广专项(科技攻关)(2019017);河南省引智项目(201804)

收稿日期:2019-12-20

*通信作者(E-mail: longzh08@lzu.edu.cn)

Tannant 等^[10]对爆炸荷载作用下岩石锚杆荷载传递机理进行了研究; 张妙枝等^[11]利用振动台试验探讨了锚固边坡的动力响应特征; 许明等^[12]通过振动台模型试验研究了自适应锚索锚固边坡的动力特性; 郝建斌等^[13]、李金和^[14]对地震作用下锚固土边坡的地震响应进行试验研究的同时, 研究了锚固系统中锚杆杆体的地震响应。但至今仍未有人对地震作用下岩体边坡锚固的地震响应进行试验研究^[15-17], 然而与锚固土边坡的地震破坏常常发生在土体中不同, 锚固岩体边坡的地震破坏常常发生在锚固界面, 因而地震作用下锚固岩体边坡中锚杆和砂浆的地震响应和变形破坏至关重要。为此, 笔者首次通过浇筑大型相似边坡模型进行了振动台相似模型试验, 并首次研究和揭示了含软弱层顺倾岩体边坡中锚杆杆体和砂浆的地震响应和变形破坏规律。

1 振动台模型试验

本试验利用重庆大学振动台实验室的 MTS 振动台完成, 该振动台台面尺寸为 $6.1\text{ m} \times 6.1\text{ m}$, 载重量为 60 t , 可 3 向 6 自由度激振, 为目前中国最先进、台面尺寸最大的振动台。

1.1 相似关系

基于边坡原型, 结合振动台台面尺寸及其承载能力, 确定试验模型(边坡模型)与原型的相似比, 如表 1 所示。

表 1 模型试验相似比

Table 1 Similarity ratios of model tests

物理量	量纲	相似关系	相似比
长度 L	$[L]$	C_L	8
密度 ρ	$[M][L]^{-3}$	C_ρ	1
加速度 a	$[L][T]^{-2}$	C_a	1
速度 v	$[L][T]^{-1}$	$C_v=C_L^{1/2}C_a^{1/2}$	2.83
频率 ω	$[T]^{-1}$	$C_\omega=C_L^{-1/2}C_a^{1/2}$	0.35
时间 t	$[T]$	$C_t=C_L^{1/2}C_a^{-1/2}$	2.83
位移 s	$[L]$	$C_s=C_L$	8
应变 ε	1	$C_\varepsilon=1$	1
弹性模量 E	$[M][L]^{-1}[T]^{-2}$	$C_E=C_\rho C_L C_a$	8
黏聚力 c	$[M][L]^{-1}[T]^{-2}$	$C_c=C_\rho C_L C_a$	8
内摩擦角 ϕ	1	$C_\phi=1$	1
力 F	$[M][L][T]^{-2}$	$C_F=C_\rho C_L^3 C_a$	512

1.2 材料参数

(1) 岩体相似材料

边坡原型由基岩、危岩和软弱层 3 部分构成, 基于边坡原型, 按确定的相似比换算获得边坡模型中相应部分的几何尺寸和物理力学参数后, 借助前期相似材料配比试验所获得的规律, 分别配制了基岩、危岩

和软弱层的相似材料, 其中基岩相似材料的配合比为重晶石粉: 铁精粉: 石英砂: 石膏: 水泥: 甘油: 水 = 180 : 120 : 150 : 105 : 45 : 12 : 65, 软弱层相似材料的配合比为重晶石粉: 铁粉: 滑石粉: 重钙粉: 石膏: 甘油: 减水剂: 水 = 60 : 120 : 50 : 60 : 15 : 9 : 3 : 52, 危岩相似材料的配合比为重晶石粉: 铁精粉: 石英砂: 石膏: 水泥: 甘油: 水 = 200 : 132 : 168 : 55 : 45 : 12 : 52。所配制的基岩、危岩和软弱层相似材料均具有较好的流动性、黏结性和合适的固结时间, 适合采用浇筑的方式构筑边坡模型。

配制获得的与边坡原型中基岩、危岩和软弱层对应的边坡模型相似材料的物理力学参数分别见表 2。

表 2 相似材料物理力学参数

Table 2 Physical and mechanical parameters of similar materials

类别	密度 /(g·cm ⁻³)	弹性模 量/GPa	黏聚力 /MPa	内摩 擦角 (°)	抗拉强 度/MPa	抗压强 度/MPa
基岩	2.41	1.10	3.10	31.00	0.74	10.90
危岩	2.52	0.91	1.70	27.20	0.44	5.20
软弱层	1.93	0.01	0.06	24.00	0.16	1.93
砂浆	2.58	0.47	0.34	39.45	0.20	3.44

(2) 砂浆相似材料

与前述边坡模型相似材料配制类似, 对砂浆原型进行相似比换算后, 配制获得了模型试验中砂浆的相似材料, 其配合比为重晶石粉: 细沙: 石膏: 水泥: 甘油: 水 = 324 : 216 : 20 : 40 : 12 : 56, 物理力学参数见表 2。

(3) 锚杆相似材料

由于试验的目的在于研究边坡锚固的地震响应, 需测量和分析锚杆杆体和砂浆的应变, 因而在选择锚杆相似材料时优先考虑其变形特性, 确保相关参数(弹性模量)满足相似要求, 并使其他参数也较好地满足相似要求, 同时还便于制作锚固体和进行边坡模型浇筑。通过大量的调研和测试, 最终确定铝管作为锚杆的相似材料, 其物理力学参数: 外径 \times 内径 = 5 mm \times 4 mm, 等效密度 = 0.97 g/cm³, 抗拉强度 = 93.10 MPa, 弹性模量 = 23.06 GPa。

1.3 模型尺寸和监测点布置

(1) 模型尺寸及相关布设

图 1 所示为设计制作的模型箱和浇筑的模型边坡, 模型箱内净空尺寸为 $3.0\text{ m} \times 1.2\text{ m} \times 2.0\text{ m}$ (长 \times 宽 \times 高)。边坡模型的高为 1.5 m, 坡顶后缘长为 1.9 m, 坡角为 75° , 基岩和危岩之间软弱层厚为 20 mm, 其倾角为 54° ; 边坡模型之下为基底, 其尺寸为 $2.8\text{ m} \times 1.2\text{ m} \times 0.33\text{ m}$ (长 \times 宽 \times 高)。为减小振动台试验中边坡模型的边界效应, 在边坡模型浇筑前于模型箱前后壁内侧各粘贴了由 80 mm 厚聚苯乙烯泡沫板和

20 mm 厚海绵板叠合而成的吸波层；同时，为减小摩擦对试验的影响，在模型箱平行于地震波激振方向的两箱壁内侧分别粘贴有机玻璃板，并在有机玻璃板上涂抹了凡士林；另外，为确保边坡模型之下的基底与模型箱一起运动，在模型箱底板上铺设了 20 mm 厚的细砂和碎石。

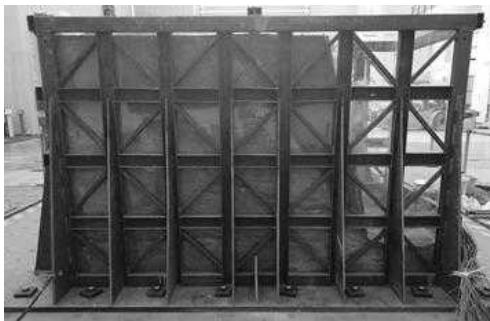


图 1 浇筑模型后的模型箱

Fig. 1 Model box after model pouring

采用上述浇筑方式构筑边坡模型，避免了砌筑方式构筑边坡模型人为地制造大量结构面和夯击方式构筑边坡模型导致模型材料击实度不一致以及分层的问题。同时，很好地解决了与岩石黏结于一体的锚杆和砂浆的构建和应变片布置问题。

(2) 锚杆布设

边坡模型按 3×3 共布设了 9 根锚杆，即 3 排 3 列锚杆，锚杆的横向间距为 300 mm，竖向间距为 375 mm，锚杆的直径为 5 mm，倾角为 15° ，砂浆层厚度为 5 mm，同排锚杆的长度相等，自上至下三排锚杆的长度依次为 750, 600, 450 mm，各锚杆在基岩中的锚固长度相等，均为 300 mm，锚杆布置见图 2。

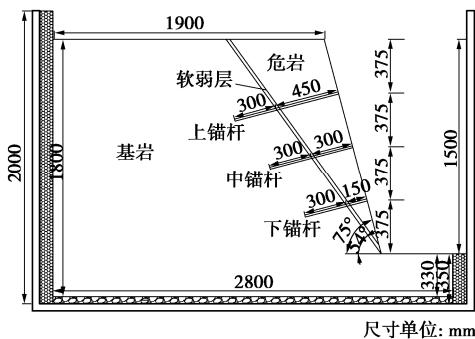


图 2 锚杆布置图

Fig. 2 Layout of bolts

(3) 监测点布置

仅中间列 3 根锚杆布设了应变片，具体如图 3 所示，中间列上、中、下 3 根锚杆杆体上分别布设了 10 对、10 对、9 对应变片，从危岩向基岩方向按 1, 2, 3, … 的顺序依次对应变片进行了编号，为防止在边坡

模型浇筑和养护过程中损坏应变片，对称锚杆轴线在锚杆的两侧分别贴应变片。之后，以锚杆为中心浇注砂浆构筑锚固体并风干，以同样方式在砂浆亦即锚固体表面贴应变片，应变片粘贴位置与锚杆上应变片的位置对应，类似地，从危岩向基岩方向按 A, B, C, \dots 的顺序依次对应变片进行了编号。由于锚杆和砂浆的材料特性及尺寸均不同，二者表面所贴的应变片也不同，锚杆杆体上贴 BX120-3AA 型（栅长 \times 棚宽 = 3 mm \times 2 mm）应变片，砂浆上贴 BX120-10AA 型（栅长 \times 棚宽 = 10 mm \times 2 mm）混凝土应变片。为保证锚杆两侧对称应变片的受力和变形相同，在锚固体布设时，使两两对称应变片中心的连线水平。

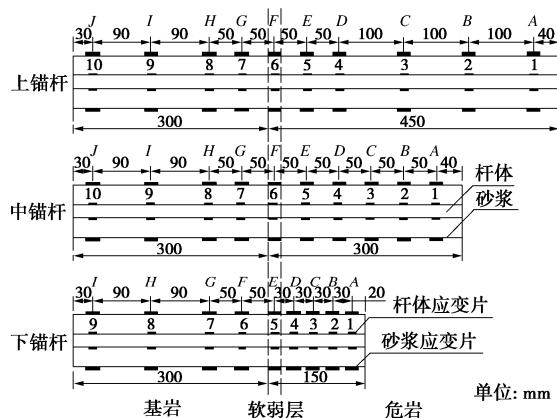


图 3 应变片布置图

Fig. 3 Arrangement of strain gauges

1.4 试验加载方案

振动台试验以地震加速度幅值(振幅)为主控量，加速度幅值从 $0.1g$ 逐级提高直至边坡模型破坏。每级振幅依次输入 Wolong 波、Kobe 波和正弦波。

当加速度幅值较小时，边坡变形不明显，锚固系统地震响应很小，直至加载正弦波的幅值为 $0.7g$ 时，加载结束后边坡锚固系统的应变几乎归 0，锚固系统仍处于弹性变形阶段。因此，本文仅针对地震响应最明显的破坏工况，即正弦波振幅为 $0.8g$ ，频率为 15 Hz 工况下锚固系统的地震响应进行分析研究。图 4 为该破坏工况输入正弦波的时程曲线。

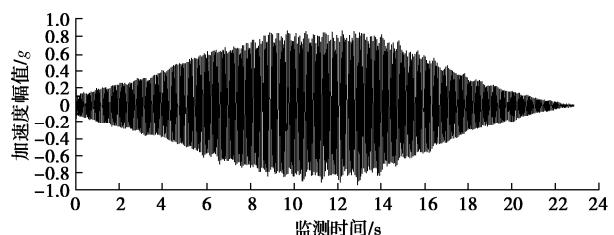


图 4 破坏工况下的正弦波时程曲线

Fig. 4 Time-history curves of sin wave under failure

2 锚固地震响应分析

2.1 锚杆杆体的地震响应

为便于分析, 对应变进行测试和数据采集时, 均以拉应变为正, 压应变为负。

(1) 锚杆杆体地震响应特征

根据试验测试绘制的锚杆杆体测点处应变时程曲线, 锚杆杆体上边坡软弱层位置测点处的应变响应最强烈, 且上、中、下 3 根锚杆的软弱层位置测点处的应变响应规律相似, 故以上锚杆的软弱层处测点为例, 分析锚固边坡在地震作用下锚杆杆体的地震响应特征。上锚杆的软弱层处测点为测点 6, 该测点处的应变时程曲线如图 5 所示。

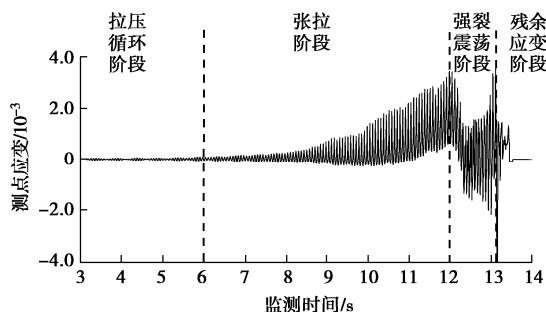
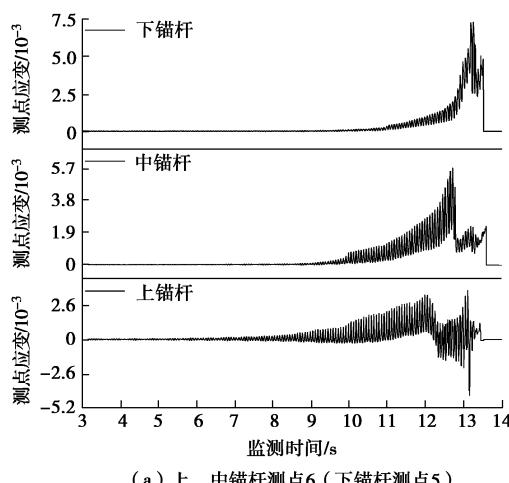


图 5 上锚杆杆体测点 6 处应变时程曲线

Fig. 5 Time-history curves of strain at measuring point No. 6 on bolt of upper anchor

由图 5 可知, 锚杆测点处的应变随正弦波的频率出现周期性的升降, 应变峰值不断增大, 直至达到第一主峰值。之后, 应变峰值减小, 继而取得最小峰值, 随后, 应变峰值再次增大, 直至达到第二主峰值, 接着应变峰值再次下降, 锚固很快破坏。可将锚杆杆体的应变响应划分为 4 个阶段: 正弦波输入伊始, 锚杆杆体的地震响应较弱, 仅发生弹性变形, 应变峰值很小, 为拉压循环阶段; 正弦波输入 6 s 后, 锚杆杆体



(a) 上、中锚杆测点6(下锚杆测点5)

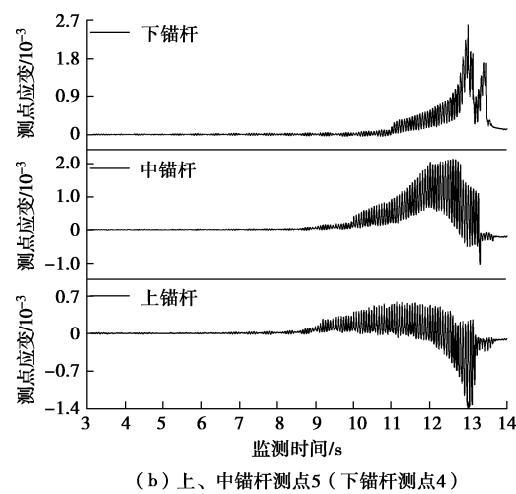
的地震响应得到增强, 其应变峰值获得增大, 发生塑性变形, 为张拉阶段; 正弦波持续输入 12 s 后, 锚杆杆体的地震响应得到进一步增强, 其应变峰值继续获得增大, 随后应变达到第一主峰值, 继而骤然减小, 此时锚固已劣化, 锚杆杆体回弹, 经过短暂的调整, 12.5 s 时锚杆杆体的地震响应再次得到增强, 其应变峰值再次获得增大, 13.11 s 时应变达到第二主峰值, 为强烈振荡阶段; 之后, 锚杆杆体的地震响应迅速减弱, 其应变峰值不断减小, 即将失去锚固作用, 应变峰值最终减小至零, 锚固系统破坏失效, 为残余应变阶段。

综上所述, 地震作用下锚杆杆体先发生弹性变形, 进而发生塑性变形, 继而其应变急剧变化, 最终破坏, 其应变可分为拉压循环阶段、张拉阶段、强烈振荡阶段和残余应变阶段。进入残余应变阶段后, 锚固系统接近破坏, 即将完全失去锚固作用。

(2) 锚杆杆体地震响应时程分析

选取上、中、下锚杆杆体测点处应变的时程曲线进行地震响应分析, 由于上、中、下锚杆杆体上远离软弱层测点处的地震响应极小, 故只分析上、中、下锚杆杆体上的软弱层位置及附近测点处的地震响应, 测点包括: 上、中锚杆上测点 4, 5, 6, 7 (测点 6 位于软弱层处) 和下锚杆上测点 3, 4, 5, 6 (测点 5 位于软弱层处), 这些测点处应变的时程曲线如图 6 所示。

图 6 (a) 为各锚杆杆体上处于软弱层处的测点, 即上、中锚杆杆体上测点 6 以及下锚杆杆体上测点 5 处的应变时程曲线。由图可知, 在 3.03 s 时上、中、下锚杆杆体的应变分别为 2.47×10^{-5} , 4.22×10^{-6} , 2.38×10^{-6} , 此时锚杆杆体的应变峰值均较小, 处于弹性变形阶段。6.03 s 时上、中、下锚杆杆体的应变分别达到 6.92×10^{-5} , 1.26×10^{-5} , 8.70×10^{-6} , 上锚杆杆体上测点 6 处的应变增幅较大, 率先从拉压循环阶段进入张拉阶段, 发挥锚固作用。随着正弦波持续输入,



(b) 上、中锚杆测点5(下锚杆测点4)

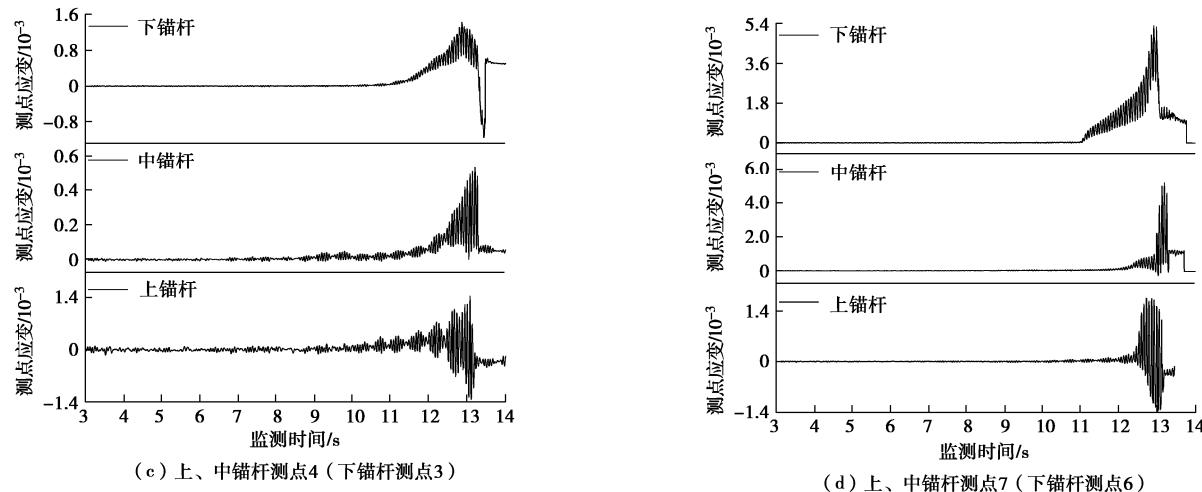


图 6 锚杆杆体测点应变时程曲线

Fig. 6 Time-history curves of strain at measuring point on anchor bolt

锚杆杆体地震响应增强，中、下锚杆杆体上测点 5 处分别在 9.5, 10.2 s 依次从拉压循环阶段进入张拉阶段，这表明锚杆杆体自上至下依次发挥锚固作用。地震作用至 8.10 s 时，上锚杆杆体应变骤然增大，应变曲线呈指数上升，至 12 s 时应变达到第一主峰值，随后上锚杆杆体上测点处的应变骤减，于 12.5 s 左右降至最小峰值，而后应变再次增大。此段时间内，应变表现出大幅度上下波动，产生这种现象的主要原因在于地震作用下边坡模型的危岩体与基岩往复运动不同步，引起软弱层处裂隙大幅扩展，危岩体相对于基岩有向边坡临空方向和向下运动的趋势^[18]，然而中下部锚固系统较稳定，阻止危岩体下滑，导致危岩体在地震往复振动作用下回坐压迫基岩的同时，施压于锚杆，锚杆所受拉力被部分抵消，引起测点处锚杆杆体的拉伸变形急剧减小，应变骤减，此时软弱层并未完全破坏，经过短暂的调整，应变再次增大。13.11 s 时，测点处的应变达到第二主峰值，随后进入残余应变阶段，应变峰值再次减小。中、下锚杆杆体滞后于上锚杆，但也历经了相同的阶段，相继发生了脱粘破坏，于 13.5 s 左右，上、中、下锚杆杆体上的应变片均失去读数，说明此时上、中、下锚杆杆体上测点处的应变片已损坏或其导线已拉断，这由于此时软弱层处裂隙已贯通，危岩体沿软弱层下滑的趋势主要受到锚杆杆体的抵抗，随危岩体的下滑，锚固系统和测试线路破坏失效。

图 6 (b) 为各锚杆杆体上紧靠软弱层位于危岩体内的测点，即上、中锚杆杆体上测点 5 以及下锚杆杆体上测点 4 处的应变时程曲线，由图可知，上、中锚杆杆体上测点 5 处在 9.0 s 左右进入张拉阶段，注意到，在 9.5 s—12 s 的时间段内，测点处的各应变峰值呈上凹形缓慢增大，并没有同软弱层处的一样呈指数增大，说明此时间段内测点处锚杆杆体所受拉力相对较小，这是由于危岩体的惯性使其施压于锚杆，导致测点处

所受拉力被部分抵消。

图 6 (c) 为各锚杆杆体上距软弱层稍远的处于危岩体内的测点，即上、中锚杆杆体上测点 4 及下锚杆杆体上测点 3 处的应变时程曲线。由图可知，3 个测点处的应变响应规律与软弱层处的较为一致，于 12.8 s 左右，下锚杆杆体上测点 3 处取得最大应变，为 1.44×10^{-3} ，于 13.1 s 左右，上、中锚杆杆体上测点 4 处依次取得最大应变，为 1.43×10^{-3} , 5.30×10^{-3} ，下锚杆杆体上测点 3 处的最大应变远大于上、中锚杆杆体上测点 4 处的最大应变，说明下锚杆杆体的应变响应比上、中锚杆杆体的更强。究其原因在于两点：① 由于下锚杆杆体上测点 3 较上、中锚杆杆体上测点 4 距软弱层更近，地震响应强一些；② 由于地震作用过程中，随着软弱层裂隙的逐步扩展，危岩体下滑趋势增强，下锚杆杆体的受力增大，因而其应变响应更强烈。

图 6 (d) 为各锚杆杆体上紧靠软弱层位于基岩体内的测点，即上、中锚杆杆体上测点 7 以及下锚杆杆体上测点 6 处的应变时程曲线，3 个测点处的应变响应规律与锚杆杆体上软弱层测点处的大致相同。由图可见，下锚杆杆体上测点 6 处的应变于 11 s 左右骤然增大，下锚杆杆体进入张拉阶段，上、中锚杆杆体在 12 s 左右也进入张拉阶段，下锚杆杆体较上、中锚杆杆体更早进入张拉阶段的原因在于危岩体内的下锚杆杆体长度短，加之下锚杆所处位置边坡的地震响应更强烈^[19] 和受力变形更大更复杂，因此需要提前调用基岩体内锚段的锚固以遏制边坡变形。

综上所述，地震作用下，上、中、下锚杆杆体的软弱层处的锚固段依次被调用，发挥锚固作用，应变依次增大，继而达到最大应变，进而相继破坏失效；随正弦波持续输入，危岩体的下滑趋势增强，下锚杆受力更大更复杂，致使下锚杆处于基岩和危岩内的锚固段较上、中锚杆的更早地被调用。

(3) 锚杆杆体最大应变分析

如图 7 所示, 为上、中、下锚杆杆体最大应变沿杆长的分布曲线, 下面对其进行分析。

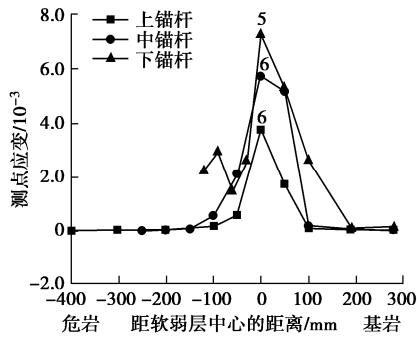


图 7 锚杆杆体最大应变沿杆长的分布

Fig. 7 Distribution of maximum strain on anchor bolt along bolt

由图 7 可知, 上、中、下锚杆杆体的最大应变沿锚杆杆轴的分布规律具有较好的一致性, 最大应变沿锚杆杆轴基本上呈“中间大两边小”的分布, 即由软弱层向两侧危岩和基岩内的最大应变均呈迅速降低, 与静态拉拔荷载作用下锚杆杆体轴力沿杆长的分布形式相似, 基岩和危岩体内的锚固段均可视为一个动态拉拔模型^[20]。由图可见, 上、中、下锚杆杆体的软弱层处最大应变分别为 3.76×10^{-3} , 5.72×10^{-3} , 7.26×10^{-3} , 其中下锚杆最大, 中锚杆次之, 上锚杆最小, 同时可见, 下锚杆杆体上各测点的最大应变均大于上、中锚杆杆体上对应测点的最大应变, 这是由于下锚杆承受更大拉剪作用, 地震响应更强烈。

综上所述, 锚杆杆体应变整体呈“中间大两边小”分布。锚杆杆体最大应变按从大到小次序排列为下锚杆、中锚杆、上锚杆。各锚杆软弱层处锚固段以及下锚杆危岩中的锚固段最大应变较大, 是整个锚固系统的薄弱位置, 抗震设计时应对其加以重视。

2.2 锚杆砂浆的地震响应

(1) 砂浆地震响应特征

选取上锚杆砂浆上软弱层位置测点 F 处的应变时程曲线, 分析地震作用下锚杆砂浆的地震响应特征。

由图 8 所示的上锚杆砂浆上软弱层位置测点 F 处的应变时程曲线可知, 正弦波输入伊始, 砂浆应变呈正负循环变化, 砂浆处于弹性变形阶段, 5 s 左右砂浆应变开始正向增大, 从拉压循环阶段进入张拉阶段, 说明此时砂浆受到较大的拉力, 产生较大的变形, 开始发挥锚固作用, 8.16 s 取得最大应变, 砂浆破坏, 应变片及其导线破坏失效。由此可知, 砂浆整体呈脆性破坏, 其应变响应可分为 3 个阶段, 即拉压循环阶段、张拉阶段和破坏阶段。

(2) 砂浆地震响应时程分析

选取上、中、下锚杆砂浆上软弱层位置及其附近

测点处的应变时程曲线进行分析, 探求砂浆地震响应规律。其中, 对于上、中锚杆, 选取砂浆上 E, F, G 测点处的应变(测点 F 位于软弱层)进行研究; 而下锚杆, 选取砂浆上 D, E, F 测点处的应变(测点 E 位于软弱层)进行研究。

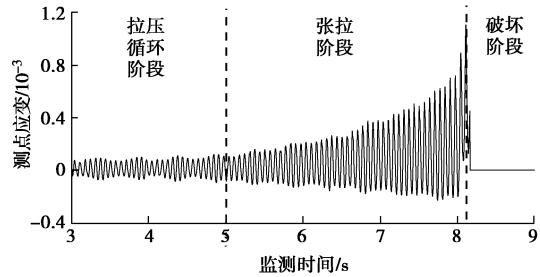


图 8 上锚杆砂浆测点 F 处应变时程曲线

Fig. 8 Time-history curves of strain at measuring point No. F on mortar of upper anchor

图 9(a) 为各锚杆砂浆上处于软弱层的测点, 即上、中锚杆砂浆上测点 F 及下锚杆砂浆上测点 E 处的应变时程曲线。由图可知, 正弦波输入伊始, 砂浆应变较小, 处于弹性变形阶段, 随正弦波的继续输入, 加之边坡的高程放大效应, 在 5 s 左右, 上锚杆砂浆的应变增大, 由拉压循环阶段进入张拉阶段, 此时上锚杆砂浆发生较大变形, 与周围岩体失去同步协调, 开始发挥锚固作用。随正弦波的持续输入, 边坡地震响应增强, 上锚杆砂浆的应变获得快速增长, 8.16 s 上锚杆砂浆取得最大应变, 而后应变片失去响应, 可见, 锚杆砂浆的最大应变比锚杆杆体的小得多, 说明砂浆的受力性能差。随边坡地震响应增强, 于 9 s、10 s 左右, 中、下锚杆砂浆的应变依次获得增大, 并依次进入张拉阶段, 相继发挥锚固作用, 且于 13 s 左右相继达到最大应变, 随后锚固系统和测试线路破坏失效。

图 9(b) 为各锚杆砂浆上紧靠软弱层位于危岩体内的测点, 即上、中锚杆砂浆上测点 E 和下锚杆砂浆上测点 D 处的应变时程曲线。由图可知, 正弦波输入伊始, 3 个测点的应变均处于拉压循环阶段, 随着正弦波的持续输入, 下锚杆砂浆上测点 D 处的应变于 11 s 获得增大, 进入张拉阶段, 开始发挥锚固作用, 12 s 左右中、上锚杆砂浆上测点 E 处的应变依次获得负向增大, 相继发挥锚固作用。随着正弦波继续加载, 边坡地震响应增强, 12.7 s 下锚杆砂浆上测点 D 处取得最大应变, 而后失去响应, 说明此时砂浆承受较大拉剪作用, 产生较大变形, 应变片及其导线受过度张拉而损坏。在 13 s 左右上、中锚杆砂浆取得负向最大应变, 而后减小, 失去锚固作用。注意到地震输入和锚固地震响应过程中, 下锚杆砂浆的正向应变增大, 承受较大拉剪力, 中、上锚杆砂浆的负向应变增大, 承受

压力, 其原因在于危岩体的惯性使其试图保持其原有的运动状态, 从而对中、上锚固系统和软弱层施加压力; 同时, 危岩体具有向下滑动趋势, 对下锚杆砂浆施加拉剪作用, 故下锚杆砂浆承受较大拉剪力。

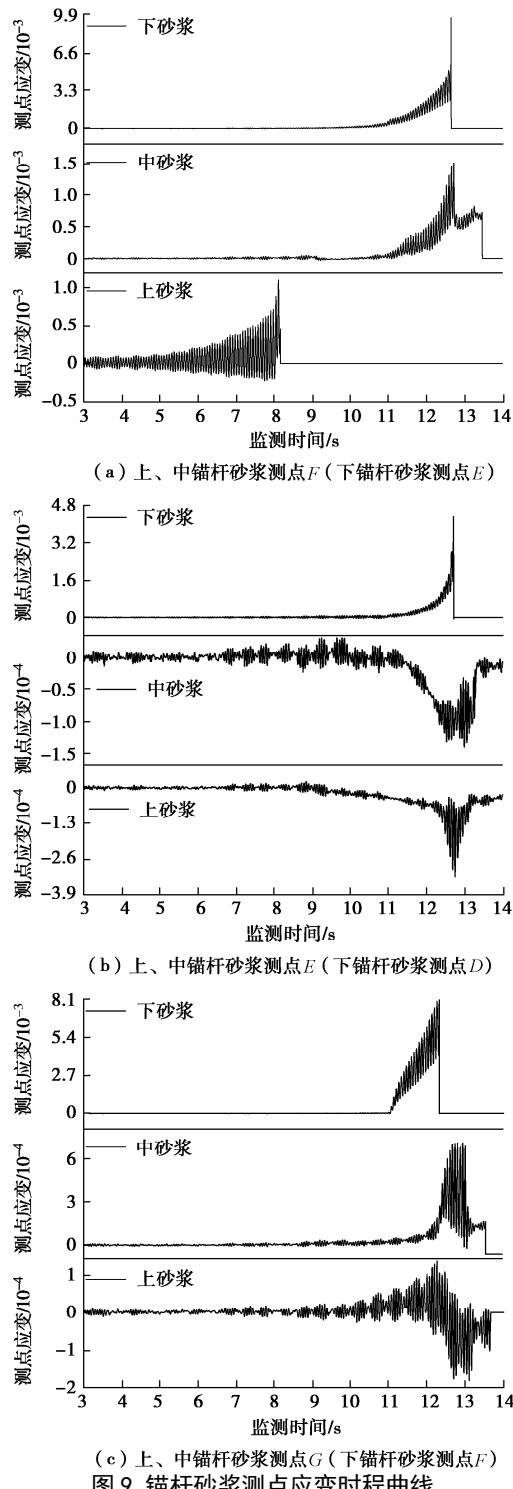


图 9 锚杆砂浆测点应变时程曲线

Fig. 9 Time-history curves of strain at measuring point on anchor mortar

图 9(c) 为各锚杆砂浆上紧靠软弱层位于基岩体内的测点, 即上、中锚杆砂浆上测点 G 以及下锚杆砂浆上测点 F 处的应变时程曲线。由图可知, 正弦波输入伊始, 3 个测点的应变均处于拉压循环阶段, 随正

弦波的持续输入, 在 11 s 左右下锚杆砂浆上测点 F 处的应变增大, 进入张拉阶段, 开始发挥锚固作用, 12 s 左右中、上锚杆砂浆上测点 G 处的应变也依次获得增大, 相继发挥锚固作用。结合图 9(a), (b) 可知, 锚杆砂浆上位于危岩和基岩体内测点的应变响应较软弱层处砂浆的晚, 说明在地震作用下, 砂浆由软弱层向两侧依次发挥锚固作用。并且, 下锚杆砂浆软弱层两侧的测点较上、中锚杆砂浆的地震响应更强烈, 受到的拉剪作用更大, 更早地进入张拉阶段, 这和锚杆体上对应测点处的应变响应规律一致, 当软弱层处的锚固段产生变形并向两侧扩展时, 两侧的锚固段也较早地被调用而进入张拉阶段。

上述可见, 地震作用下上锚杆砂浆上位于软弱层测点处最先受到地震作用, 发生地震响应, 应变得到增大, 发挥锚固作用; 随之中、下锚杆砂浆上软弱层测点处的应变依次增大, 相继发挥锚固作用。随着边坡地震响应的增强, 锚固系统进一步被调用, 软弱层两侧锚固段的应变增大; 受边坡危岩体下滑趋势的影响, 下锚杆砂浆软弱层两侧的锚固段的地震响应更早, 受力和变形更大更复杂。

(3) 砂浆最大应变分析

如图 10 所示, 为上、中、下锚杆砂浆的最大应变沿杆长的分布曲线。

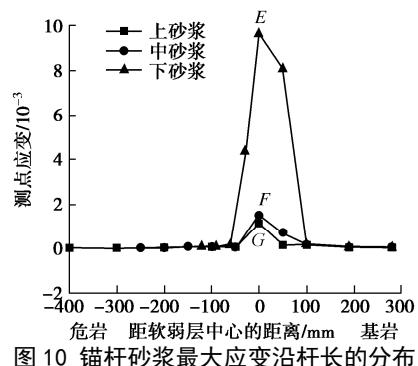


图 10 锚杆砂浆最大应变沿杆长的分布

Fig. 10 Distribution of maximum strain on mortar along bolt

由图 10 可见, 不同锚杆砂浆上位于软弱层处的最大应变不同, 但各锚杆砂浆自软弱层向锚杆两端的最大应变逐渐减小, 与锚杆杆体的最大应变分布规律相似。软弱层处砂浆的最大应变由大到小依次为下、中、上锚杆砂浆。下锚杆砂浆的最大应变更大一些, 是由于危岩下滑受到锚固的阻碍, 从而挤压上部基岩的同时, 并翘拉下部基岩, 导致下锚杆砂浆最大应变增大。同时可见, 砂浆上测到地震响应的测点较少, 原因在于砂浆为脆性材料, 当受到较大的拉剪力时即生成裂隙, 以致不能继续向两侧传递拉剪力。

2.3 锚杆杆体和砂浆地震响应综合分析

下面进行上、中、下锚杆杆体和砂浆的软弱层处测点地震响应的对比, 并开展综合分析。

图 11 为上、中、下锚杆杆体和砂浆的应变时程曲

线, 由图可知, 正弦波输入伊始, 边坡处于稳定状态, 各测点处的应变较小, 锚杆尚未发挥锚固作用, 锚杆杆体、砂浆和周围的岩体协同变形。随着正弦波的加载, 5 s 左右上锚杆砂浆的应变开始增大, 发挥锚固作用, 6.03 s 上锚杆杆体开始发挥锚固作用, 由此可见, 地震作用下边坡岩体首先将力作用于砂浆, 致使砂浆变形并发挥锚固作用, 进而将力转递给其内的锚杆杆体, 使锚杆杆体变形并发挥锚固作用, 即随着边坡的地震响应增强, 基岩体和危岩体相对位移增大, 锚杆杆体和砂浆的受力和变形不再同步, 砂浆的地震响应较锚杆杆体的地震响应早。随正弦波的持续输入, 边坡的地震响应得到持续增强, 8.16 s 上锚杆砂浆取得最大应变, 尔后迅速失去响应, 说明此时上锚杆砂浆承受较大张拉作用, 进而砂浆变形破坏, 其上的应变片及其导线因过度张拉损坏。正弦波继续加载, 中、下锚杆砂浆分别于 9 s, 10 s 左右开始发挥锚固作用, 而锚杆杆体分别于 9.5 s, 10.2 s 开始发挥锚固作用。可见, 锚杆杆体和砂浆均自上而下依次发挥锚固作用, 应变依次增大。随正弦波持续输入, 边坡的地震响应加剧, 锚固变形增大, 软弱层处各测点的应变相继达到最大应变, 于 13.5 s 左右边坡危岩体滑落, 各测点处的应变片相继失去响应, 应变监测结束。图 12 为破坏工况加载完毕后模型边坡的变形破坏情况。

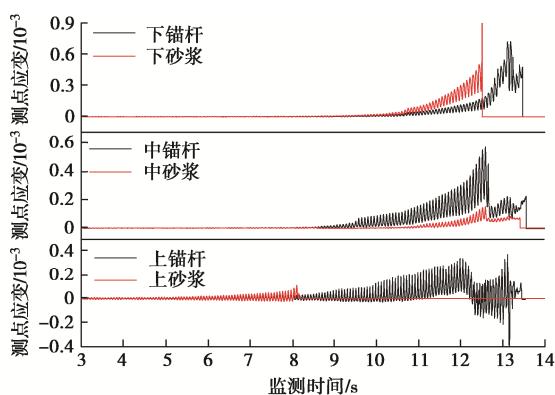


图 11 锚杆杆体和砂浆的应变时程曲线对比图

Fig. 11 Time-history curves of strain of anchor bolts and mortar



图 12 模型边坡变形破坏情况

Fig. 12 Deformation and failure of model slope

3 结 论

(1) 通过浇筑方式构筑相似试验模型, 不仅能避

免夯击和砌筑方式导致的试验模型材质不均和大量人为结构面等弊端, 使试验模型贴近工程实际, 而且能很好地解决试验中支护结构的构建和测试元件的布设等问题, 同时还能使模型试验变得简便、高效。

(2) 通过浇筑大型边坡模型, 借助振动台进行相似模型试验, 能够测得地震作用下边坡模型两锚固界面上的剪应变及其演化。

(3) 地震作用下锚杆杆体和砂浆的地震响应均随地震波的持续输入而增强, 进而达到各自的最大应变, 继而锚固破坏失效。锚杆杆体的变形直至破坏过程, 可分为四个阶段, 即拉压循环阶段、张拉阶段、强烈振荡阶段、残余应变阶段, 而砂浆因其脆性易裂缝破坏, 应变不显著, 其变形直至破坏过程可分为 3 个阶段, 即拉压循环阶段、张拉阶段和破坏阶段。

(4) 地震作用下软弱层处的砂浆率先变形, 将力传递给锚杆杆体, 进而锚杆、砂浆和边坡岩体三者协同发挥锚固作用, 最大应变均沿锚杆杆轴呈“中间大两边小”分布, 并在地震持续作用下锚固作用增强, 变形增大, 进而变形加剧致使锚固脱粘破坏, 软弱层两侧危岩和基岩内的两锚固界面黏结强度被调用, 发挥锚固作用。

致 谢: 感谢言志信教授的硕士研究生姚国强、肖鹏、李亚鹏等在试验中所做的工作。

参 考 文 献:

- [1] 张咸恭, 王思敬, 张焯元. 中国工程地质学[M]. 北京: 科学出版社, 2000. (ZHANG Xian-gong, WANG Si-jing, ZHANG Zhuo-yuan. Engineering Geology of China[M]. Beijing: Science Press, 2000. (in Chinese))
- [2] 环文林, 葛民, 常向东. 1920 年海原 8.5 级地震多重破裂特征[J]. 地震学报, 1991, 13(1): 21–29. (HUAN Wen-lin, GE Min, CHANG Xiang-dong. Multiple rupture characteristics of the Haiyuan 8.5-magnitude Earthquake in 1920[J]. Acta Seismologica Sinica, 1991, 13(1): 21–29. (in Chinese))
- [3] 杨全思. 西藏滑坡地质灾害及防治对策[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2002, 13(1): 94–97. (YANG Quan-si. Geological hazard of landslide in Tibet and counter measures[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2002, 13(1): 94–97. (in Chinese))
- [4] 殷跃平. 汶川八级地震地质灾害研究[J]. 工程地质学报, 2008, 16(4): 433–444. (YIN Yue-ping. Researches on the geo-hazards triggered by Wenchuan earthquake Sichuan[J]. Journal of Engineering Geology, 2008, 16(4): 433–444. (in Chinese))
- [5] 许强, 黄润秋. 5.12 汶川大地震诱发大型崩滑灾害动力特

- 征初探[J].工程地质学报, 2008, **16**(6): 721 – 729. (XU Qiang, HUANG Run-qiu. Kinetics character of large landslides triggered by May 12th Wenchuan earthquake[J]. Journal of Engineering Geology, 2008, **16**(6): 721 – 729. (in Chinese))
- [6] 车 纳, 王华宁, 蒋明镜, 等. 岩石锚杆锚固段拉拔破坏机理离散元分析[J]. 地下空间与工程学报, 2018, **14**(增刊2): 716 – 724. (CHE Na, WANG Ning-hua, JIANG Ming-jing, et al. Mechanism investigation of rock bolt failure in anchorage segment under pullout via DEM[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2018, **14**(S2): 716 – 724. (in Chinese))
- [7] 李育宗, 刘才华. 拉剪作用下节理岩体锚固力学分析模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(12): 2471 – 2478. (LI Yu-zong, LIU Cai-hua. An analytical model of jointed rock bolts under the combination of tensile and shear loads[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(12): 2471 – 2478. (in Chinese))
- [8] 张传庆, 崔国建. 锚杆杆体–砂浆界面剪切力学特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(4): 820 – 828. (ZHANG Chuan-qing, CUI Guo-jian. Experimental study on shear and deformation characteristics of the rod-grout interface[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(4): 820 – 828. (in Chinese))
- [9] 尤春安, 高 明, 张利民. 锚固体应力分布的试验研究[J]. 岩土力学, 2004, **25**(增刊 1): 63 – 66. (YOU Chun-an, GAO Ming, ZHANG Li-min. Experimental research on stress distribution in anchorage body[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **25**(S1): 63 – 66. (in Chinese))
- [10] TANNANT D D, BRUMMER R K, YI X. Rock bolt behavior under dynamic loading: field tests and modeling[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1995, **32**(6): 537 – 550.
- [11] 张妙枝, 汪班桥, 李 楠. 压力型锚杆支护边坡的动力响应与数值分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2018, **29**(5): 135 – 141. (ZHANG Miao-zhi, WANG Ban-qiao, LI Nan. Dynamic response and numerical analysis on slope supported by pressure-type anchors[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2018, **29**(5): 135 – 141. (in Chinese))
- [12] 许 明, 唐亚锋, 刘先珊, 等. 自适应锚索锚固岩质边坡地震动力响应分析[J]. 岩土力学, 2018, **39**(7): 2379 – 2386. (XU Ming, TANG Ya-feng, LIU Xian-shan, et al. Seismic dynamic response of rock slope anchored with adaptive anchor cables[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(7): 2379 – 2386. (in Chinese))
- [13] 郝建斌, 郭进杨, 张振北, 等. 地震作用下锚杆支护边坡动力响应[J]. 交通运输工程学报, 2017, **17**(3): 46 – 55. (HAO Jian-bin, GUO Jin-yang, ZHANG Zhen-bei, et al. Dynamic response of anchors-supported slope under earthquake[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2017, **17**(3): 46 – 55. (in Chinese))
- [14] 李金和. 地震作用下土质边坡—锚固结构动力响应及相互作用研究[D]. 西安: 长安大学, 2015. (LI Jin-he. Study on Dynamic Response and Interaction of Soil Slope and its Anchoring Structure Subjected to Earthquake[D]. Xian: Changan University, 2015. (in Chinese))
- [15] 寇 昊, 李 宁, 郭双枫. 地震作用下岩体边坡破坏机制及稳定性研究进展[J]. 水利水电科技进展, 2018, **38**(4): 81 – 88. (KOU Hao, LI Ning, GUO Shuang-feng. Advances in failure mechanisms and stability of rock slopes under earthquake action[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2018, **38**(4): 81 – 88. (in Chinese))
- [16] 龙 哲, 言志信, 周小亮. 地震作用下岩体边坡锚固界面剪切作用数值模拟分析[J]. 中国科学: 技术科学, 2017, **47**(10): 1049 – 1056. (LONG Zhe, YAN Zhi-xin, ZHOU Xiao-liang. A numeral simulation of anchored interface shear stress for bolt in rock mass slope under earthquake[J]. Scientia Sinica Technologica, 2017, **47**(10): 1049 – 1056. (in Chinese))
- [17] XU Ming, TANG Ya-feng, LIU Xian-shan, et al. A shaking table model test on a rock slope anchored with adaptive anchor cables[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2018, **112**(4): 201 – 208.
- [18] 言志信, 龙 哲, 周小亮, 等. 锚固参数对地震作用下岩质边坡锚固界面剪切作用影响的数值分析[J]. 煤炭学报, 2017, **42**(10): 2537 – 2544. (YAN Zhi-xin, LONG Zhe, ZHOU Xiao-liang, et al. Numerical analysis of anchoring parameters for bolt in rock slope anchored interface shear action under earthquake[J]. Journal of China Coal Society, 2017, **42**(10): 2537 – 2544. (in Chinese))
- [19] 周小亮. 地震作用下顺层岩质边坡锚固界面剪应力数值分析[D]. 兰州: 兰州大学, 2013. (ZHOU Xiao-liang. Numerical Analysis of Anchorage Interface Shear Stress for Bedding Rock Slope under Earthquake[D]. Lanzhou: Lanzhou University, 2013. (in Chinese))
- [20] 黄明华, 周 智, 欧进萍. 全长黏结式锚杆锚固段荷载传递机制飞线性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(增刊 2): 3392 – 3397. (HUANG Ming-hua, ZHOU Zhi, OU Jin-ping. Nonlinear analysis on load transfer mechanism of wholly grouted anchor rod along anchoring section[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(S2): 3392 – 3397. (in Chinese))