

<https://doi.org/10.3799/dqkx.2022.325>



地震作用下抗滑桩—预应力锚索框架组合结构受力机制

陈建峰¹, 杜长城^{1*}, 陈思贤², 石振明¹, 彭 铭¹

1. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092

2. 福州规划设计研究院集团有限公司, 福州福州 350108

摘要: 为了解抗滑桩—预应力锚索框架组合结构在地震作用下的受力机制, 基于四川省东北部某滑坡治理工程, 采用 MIDAS/GTS 有限元程序建立抗滑桩—预应力锚索框架数值模型, 利用位移时程曲线法对加固边坡进行稳定安全系数计算, 而后输入不同峰值地震加速度(peak ground accelerations, PGA)的 Wolong 地震波, 分析了加固边坡的加速度响应、桩锚结构内力变化以及荷载分担规律。研究结果表明, 加固边坡的稳定安全系数满足规范要求, 在地震作用下其上部存在潜在浅层滑面, 中部和下部存在潜在深层滑面, 与静力条件下加固边坡的潜在滑面分布不同, 这是加速度高程放大效应所致; 随着输入地震波 PGA 增大, 加速度高程放大效应明显加强, 且抗滑桩桩身弯矩和剪力增大, 但其最大值出现位置不变, 桩身正、负弯矩最大值分别位于距桩顶约 0.7 L 和 0.4 L 处, 最大正、负剪力分别位于距桩顶约 0.9 L 和 0.7 L 处, 实际工程中需注意防范抗滑桩在滑面附近发生破坏; 同时随着输入地震波 PGA 增大, 桩锚承担的荷载逐渐增大, 但抗滑桩分担的下滑力比例增大, 而锚索分担的下滑力比例减小, 故实际工程设计中不应固定桩锚荷载分担比例。

关键词: 抗滑桩; 预应力锚索; 边坡; 地震; 受力机制; 工程地质。

中图分类号: P642

文章编号: 1000-2383(2022)12-4362-11

收稿日期: 2022-06-01

Mechanical Mechanism of Slopes Stabilized with Anti-Slide Piles and Prestressed Anchor Cable Frame Beams under Seismic Loading

Chen Jianfeng¹, Du Changcheng^{1*}, Chen Sixian², Shi Zhenming¹, Peng Ming¹

1. Department of Geotechnical Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China

2. Fuzhou Planning & Design Research Institute Group Co., Ltd., Fuzhou 350108, China

Abstract: A numerical model of a landslide stabilized with anti-slide piles and anchor cable frame beams was developed using a three-dimensional finite element program MIDAS/GTS. The factor of safety of the reinforced slope was calculated using the displacement time curve method. The acceleration responses, structural internal forces, and load-sharing rules were analyzed by inputting Wolong seismic waves with different peak ground accelerations(PGA). The results show that the factor of safety of the reinforced slope satisfies the code requirements. A potential shallow slip surface exists in the upper part of the slope, and a potential deep slip surface exists in the middle and lower parts of the slope under the earthquake action. The acceleration of the reinforced slope under seismic loading shows an elevation amplification effect. As the PGA of the input seismic wave increases, the amplification effect is enhanced. The bending moments and shear forces of the anti-slip pile increase when the PGA of the input

基金项目: 国家重点研发项目(No.2019YFC1509700)。

作者简介: 陈建峰(1972—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 从事地质工程方向研究。ORCID: 0000-0001-8266-4705. E-mail:jf_chen@tongji.edu.cn

*** 通讯作者:** 杜长城, E-mail:1161422811@qq.com

引用格式: 陈建峰, 杜长城, 陈思贤, 石振明, 彭铭, 2022. 地震作用下抗滑桩—预应力锚索框架组合结构受力机制. 地球科学, 47(12): 4362—4372.

Citation: Chen Jianfeng, Du Changcheng, Chen Sixian, Shi Zhenming, Peng Ming, 2022. Mechanical Mechanism of Slopes Stabilized with Anti-Slide Piles and Prestressed Anchor Cable Frame Beams under Seismic Loading. *Earth Science*, 47(12): 4362—4372.

seismic wave increases. The maximum positive and negative bending moments of the anti-slip pile are located at about 0.7 L (pile length) and 0.4 L from the top of the pile, respectively. The maximum positive and negative shear forces are located at about 0.9 L and 0.7 L from the top of the pile, respectively. When the PGA increases, the load sheared by piles and anchor cables increases gradually. However, the proportion of thrust shared by anti-slip piles increases while the proportion of thrust shared by anchor cables decreases. Thus, the variation of the proportion of thrust shared by anti-slip piles and anchor cables is recommended to be considered in engineering projects.

Key words: anti-slide pile; prestressed anchor cable; slope; earthquake; mechanical mechanism; engineering geology.

0 引言

我国西部山区存在大量非稳定斜坡,严重威胁人们的生命财产安全(何成等,2021;朱星和唐垚,2022).抗滑桩—预应力锚索框架组合结构(简称:桩锚组合结构)既可依靠预应力锚索的主动加固作用快速限制坡表变形,又可利用抗滑桩的被动加固作用防止坡体深层变形,可同时保证边坡整体和局部稳定,被广泛应用于各种滑坡防治工程.汶川地震灾害调查表明,桩锚结构加固的边坡震后损毁程度较小,桩锚呈现良好的抗震性能(汤涌,2010;周德培等,2010).为研究桩锚组合结构在地震作用下的受力和变形特性,学者们主要通过模型试验和数值模拟方法进行了研究.

模型试验方面,赖杰等(2020)对坡面锚杆和抗滑桩组合结构加固的边坡开展了振动台模型试验,发现边坡的加速度响应存在明显的“放大效应”,即动力响应随着坡高的增加而增大,靠近坡顶的锚杆动力响应最为剧烈;付晓等(2017)开展了顺层边坡振动台模型试验,发现随着振幅的增加,锚索承担的下滑力比例减小,而抗滑桩承担的下滑力比例增加;此外,付晓等(2015)也对反倾岩质边坡开展了振动台模型试验,发现桩锚组合结构能够有效限制边坡的加速度放大效应,加固效果显著;张卢明等(2020)对抗滑桩—锚杆组合结构加固的顺层岩质边坡开展了振动台模型试验,也发现了明显的放大效应,坡脚抗滑桩处的放大系数接近于1,而坡顶的放大系数约为1.31.

数值模拟方面,赖杰等(2014)采用FLAC 3D分析了抗滑桩—坡面锚杆组合结构加固边坡的破坏过程,发现在地震作用下加固边坡呈现出坡顶张拉破坏和坡腰以下剪切破坏的特征;阿比尔的等(2016)采用FLAC对双排抗滑桩—坡面锚索框架组合结构加固边坡进行了数值模拟分析,结果表明该组合结构加固性能满足规范要求,且坡面动力响应具有明显的“放大效应”;Li and Wang(2016)采用

ABAQUS对抗滑桩—锚索框架加固的道路边坡进行数值模拟分析,发现在坡顶车辆动荷载作用下,抗滑桩与锚索之间表现出明显的协同作用,两者的内力随着坡顶动载同步增减,且坡顶锚索内力对动载更加敏感.

由于桩锚组合结构受力复杂,尤其是地震作用下结构与岩土体相互作用强烈,因此对该组合结构加固边坡在地震作用下的受力机制还有待进一步研究.本文基于四川省东北部某滑坡治理工程,采用有限元程序MIDAS/GTS建立了抗滑桩—锚索框架组合结构加固边坡的数值模型,采用位移时程曲线法对加固边坡进行稳定安全系数计算,而后输入不同峰值地震加速度(peak ground accelerations, PGA)的Wolong地震波,分析了加固边坡的加速度响应、桩锚结构内力变化以及荷载分担规律.研究成果可为强震区抗滑桩—预应力锚索框架组合结构的设计提供理论依据.

1 工程概况

工程边坡位于四川省广元市,地处灾害频发的龙门山断裂带,岩体破碎,裂隙发育.该地区的抗震设防烈度为7度,设计基本地震加速度为0.10 g.边坡开挖后呈台阶状,每10 m高差布设宽2.0~3.0 m的马道.坡体地层自上而下依次为:含碎石粉质粘土层,平均厚度为10 m;强风化泥质页岩层,平均厚度为10~20 m;中等风化泥质页岩层,平均厚度为20 m;中等风化粉砂质页岩层.滑坡区域没有常年存在的地表水,滑坡范围内地下水可划分为第四系孔隙水和基岩裂隙水两大类型.滑坡体稳定水位最大为13.30 m,平均埋深5 m(付晓等,2017).

初期该边坡采用预应力锚索、锚杆框架梁进行加固.锚索长度为17~26 m,锚固长度为8.5 m,预应力设计值为500 kN,锚索水平间距为2.0~3.0 m,竖直间距为2.0~2.5 m.2014年7月,因连续暴雨,该工程边坡发生失稳,滑动面绕过了锚索和锚杆的锚

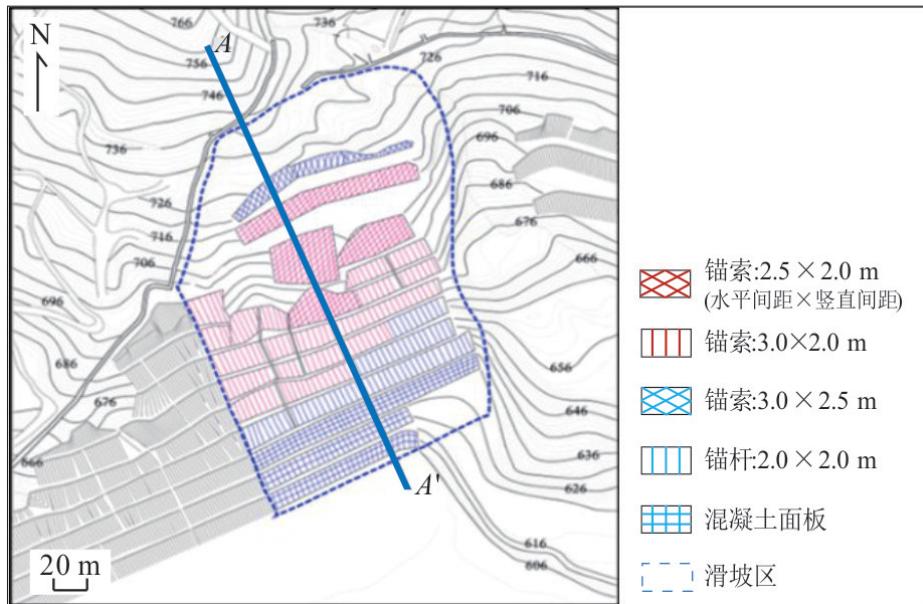


图 1 滑坡概貌

Fig.1 Overview of the landslide

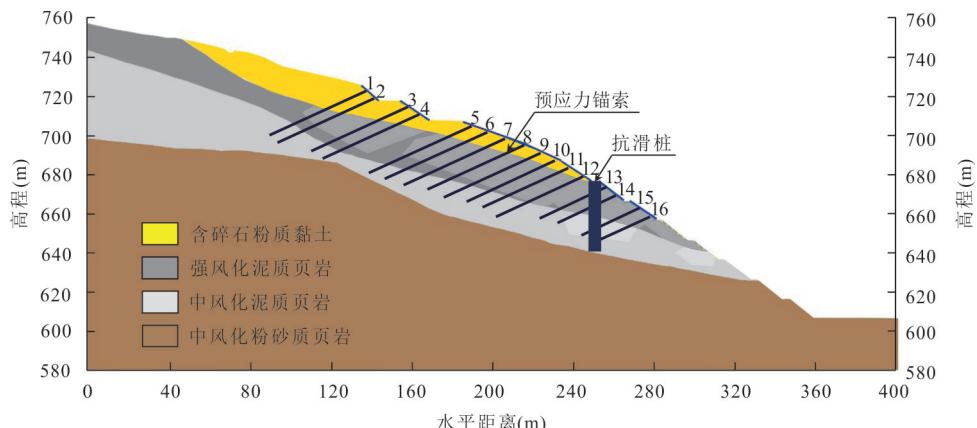


图 2 支护结构布置剖面

Fig.2 Layout of retaining structures

固端,使得锚索和锚杆框架失去支护作用,引发滑坡,如图 1 所示.滑坡呈明显的圈椅状,前缘高程约 656 m,后缘高程约 739 m,相对高差大于 80 m.滑体长约 166 m,宽约 130 m,厚为 9~22 m,面积约 0.02 km²,体积约 47.8×10^4 m³,属中型滑坡.滑坡主滑方向 347°,坡面呈阶梯状.

随后该滑坡采用抗滑桩—预应力锚索框架组合结构进行治理,支护结构布置剖面如图 2 所示.在滑坡前缘布置 1 排 C30 混凝土人工挖孔桩,桩身长 35 m,截面尺寸 2 m × 3 m,桩间距 5 m,桩身嵌固深度占比约 42.8%.在坡面布置 16 排预应力锚索,锚索长度为 35~60 m,水平间距 2.5 m,竖向间距 3 m,锚固段长度 8 m,预应力值 400 kN,锚固角 25°,并且

每根锚索均锚固于稳定的中风化岩体中.

2 数值模型

采用岩土有限元软件 MIDAS/GTS 建立桩锚组合结构加固边坡的三维数值模型,如图 3 所示.模型尺寸为 395 m × 10 m × 176 m(长 × 宽 × 高),网格数量约为 7 万个.土体采用莫尔—库伦本构模型.预应力锚索采用 MIDAS/GTS 内置的锚建模助手生成.锚索选用 1D 植入式桁架单元模拟,灌浆长度为 8 m,未灌浆长度为 27~52 m,预应力施加值为 400 kN.需注意的是,利用锚建模助手生成的锚索,其锚固段与周围岩土体完全黏结,不能模拟锚索的

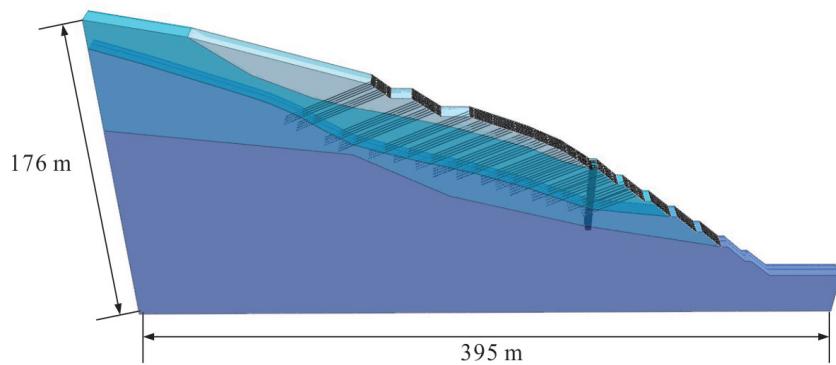


图3 三维数值模型

Fig.3 Three-dimensional numerical model

表1 边坡岩土体计算参数

Table 1 Parameters of the slope materials

材料	重度 γ (kN·m ⁻³)	弹性模量 E (MPa)	泊松比 ν	内摩擦角 φ (°)	粘聚力 c (kPa)
含碎石粉质粘土	19	24	0.35	15.5	23
强风化泥质页岩	21	65	0.3	19	46
中风化泥质页岩	23.5	450	0.25	29	120
中风化粉砂质页岩	23.5	1 800	0.25	35	298

表2 抗滑桩单元计算参数

Table 2 Parameters of the anti-slide piles

材料	重度 γ (kN·m ³)	弹性模量 E (MPa)	泊松比 ν	法向接触刚度 E_n (MPa)	切向接触刚度 E_t (MPa)
抗滑桩	24	30 000	0.2	1 800	200

表3 锚索单元计算参数

Table 3 Parameters of the anchor cables

材料	重度 γ (kN·m ³)	弹性模量 E (MPa)	泊松比 ν	灌浆长度(m)	未灌浆长度(m)	预应力值(kN)
锚索	78	195 000	0.2	8	27~52	400

拔出效果.坡面框架梁和喷射混凝土组成的护坡采用壳单元模拟.抗滑桩采用3D弹性实体单元模拟.边界采用底部固定边界,四周自由场边界.

表1、表2和表3分别列出了边坡岩土体、抗滑桩和锚索单元计算参数.此滑坡系连续暴雨引起,因此模型中岩土体强度参数采用饱和值.Rayleigh阻尼是质量矩阵和刚度矩阵的组合阻尼,在结构动力分析中得到广泛应用.因此,本文采用Rayleigh阻尼进行分析,其值通过模态阻尼比 ξ_n 和自振频率 ω 反算得到,见式(1):

$$\begin{cases} \xi_n = \frac{\alpha}{2\omega_1} + \frac{\beta\omega_1}{2}, \\ \xi_n = \frac{\alpha}{2\omega_2} + \frac{\beta\omega_2}{2}, \end{cases} \quad (1)$$

式(1)中, n 为阶数, ξ_n 为阻尼比, α 和 β 为 Rayleigh 阻尼系数, ω 为模型自振频率. 模态阻尼比 ξ_n 根据经验取为 5%. 自振频率 ω_1 和 ω_2 满足关系式(2):

$$\begin{cases} \omega_1 = \frac{2\pi}{T_1}, \\ \omega_2 = \frac{2\pi}{T_2}, \end{cases} \quad (2)$$

式(2)中, 结构自振周期 T_1 和 T_2 由 MIDAS/GTS 模

表 4 Rayleigh 阻尼参数

Table 4 Parameters of Rayleigh damping

阻尼类型	质量参与系数 α	刚度阻尼系数 β	第一主振型 周期 T_1 (s)	第二主振型 周期 T_2 (s)
瑞利阻尼	1.47	0.04	1.28	0.85

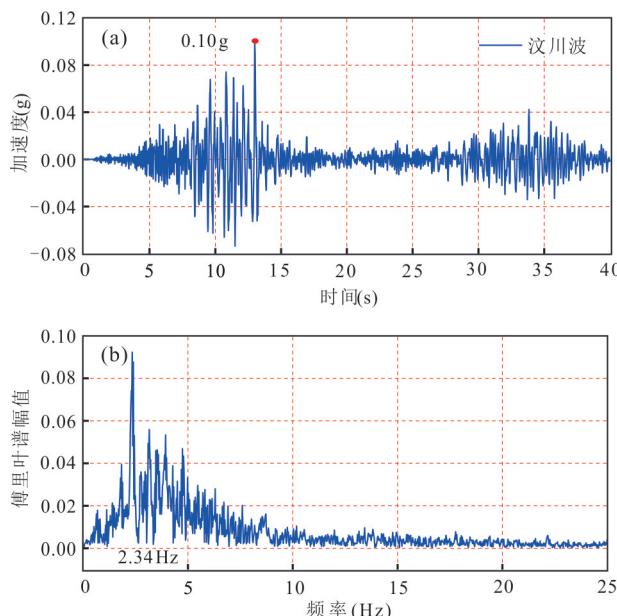


Fig.4 Input seismic acceleration
a. 加速度时程曲线;b.Fourier 谱

态分析得到 Rayleigh 阻尼参数和一、二阶自振周期见表 4.

图 4 为输入地震波加速度时程曲线.选取汶川地震卧龙台站记录的 Wolong 波作为输入地震波,

水平向激振,持时为 40 s,施加于模型底部.将地震波进行调幅处理,控制其 PGA 分别为 0.05 g、0.10 g、0.15 g 和 0.20 g,以研究设防烈度下加固边坡的稳定性和不同强度地震作用下加固边坡的响应特性.

3 边坡稳定性评价

李海波等(2007)和郑颖人等(2010)采用时程分析方法,以位移时程曲线的收敛性作为失稳判据,求解了地震作用下边坡的稳定安全系数.该判据认为,边坡在地震作用结束后的位移若保持不变,则其处于稳定状态;边坡在地震作用结束后的位移若继续增大,则其发生失稳.

本文采用位移时程法对抗滑桩-锚索框架组合结构加固的边坡进行稳定安全系数计算.选取 PGA = 0.10 g 的 Wolong 波作为输入地震波,并对图 5 标记的 4 个典型位置的位移进行监测,其中监测点 A 位于滑坡后缘第 1 和 2 层岩土界面处,监测点 B 位于滑坡中部第 2 和 3 层岩土界面处,监测点 C 位于滑坡前缘第 2 和 3 层岩土界面处,监测点 D 位于滑坡中部坡表处.

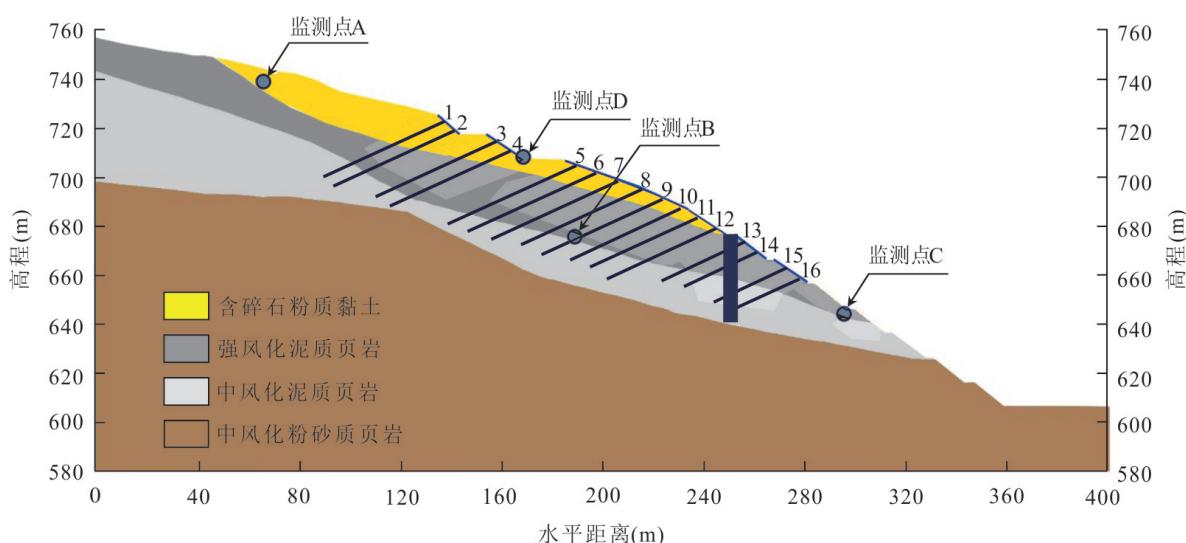


图 5 位移监测点布置示意图
Fig.5 Layout of displacement monitoring points

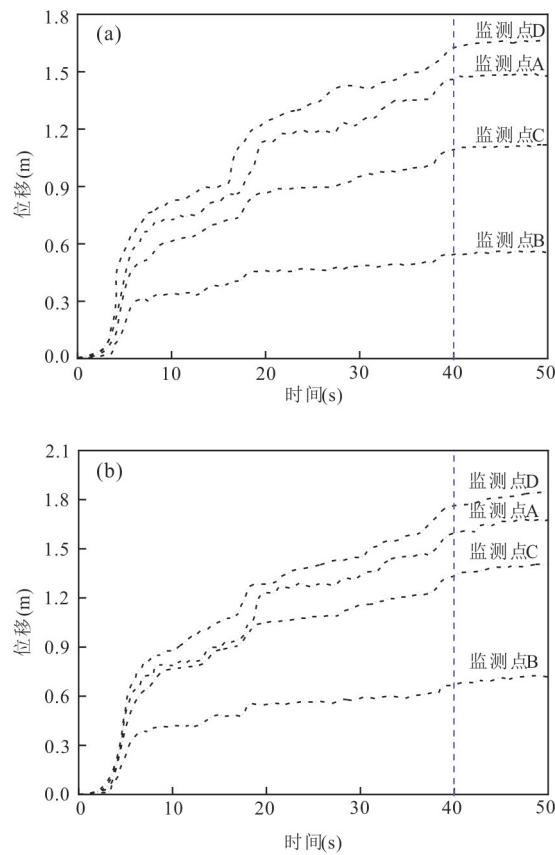


图6 监测点位移时程曲线图

Fig.6 Monitoring point displacement versus time

a. 折减系数 $k = 1.17$ 时各监测点位移时程曲线; b. 折减系数 $k = 1.18$ 时各监测点位移时程曲线

图6为强度折减后各监测点的位移时程曲线.由图6a可知,当强度折减系数 $k = 1.17$ 时,地震波作用结束后各监测点位移基本保持不变,说明坡体依然保持整体稳定.由图6b可知,当强度折减系数 $k = 1.18$ 时,地震波作用结束后各监测点位移仍在增加,说明边坡在激振力作用结束后已出现失稳,因此该加固边坡在 $PGA = 0.10$ g 的 Wolong 波作用下的稳定安全系数为 1.17,满足规范(GB/T 38509-2020; 中华人民共和国自然资源部, 2020)要求的 1.15 安全系数值.

图7为强度折减系数 $k = 1.18$ 时,边坡震后等效塑性应变云图.由图7可见,边坡上部出现浅层滑面,边坡中部和下部出现深层滑面,与静力条件下加固边坡的潜在滑面分布不同(陈建峰等, 2021),这是由边坡在地震作用下的加速度高程放大效应所致.

4 边坡加速度响应及桩锚组合结构内力分析

4.1 边坡加速度响应

坡面选取 6 个加速度监测点,相邻测点间高差约为 20 m,按高程由低到高依次编号 1~6,如图8 所示.

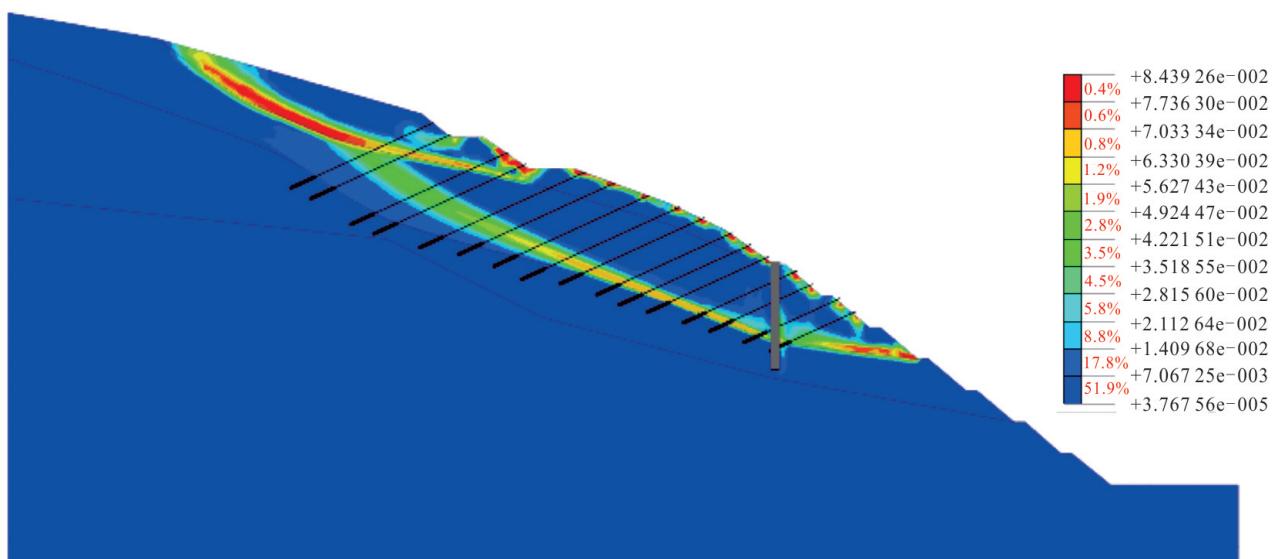


图7 地震作用下边坡等效塑性应变云图

Fig.7 Equivalent plastic strain contour of the slope

$k = 1.18, t = 50$ s, $PGA = 0.10$ g

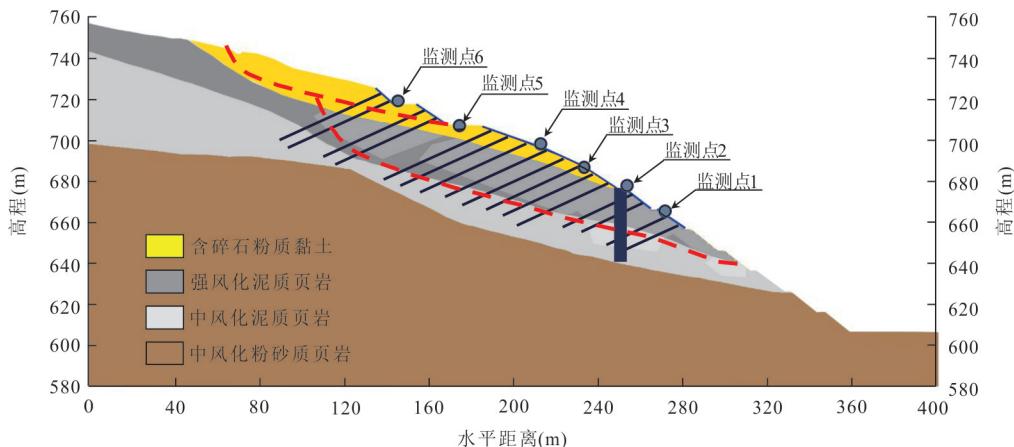


图8 加速度监测点布置示意图
Fig.8 Layout of acceleration monitoring points

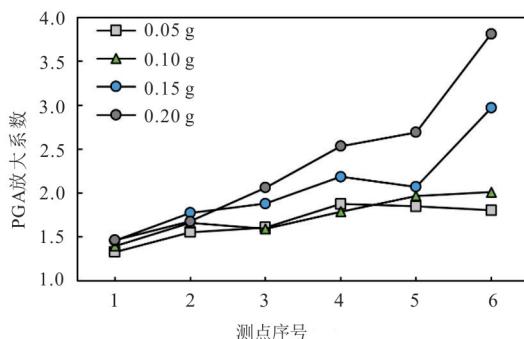


图9 各监测点PGA放大系数
Fig.9 PGA amplification factor of monitoring points

图9为不同PGA下边坡各监测点处的加速度响应情况.采用PGA放大系数来评价边坡的加速度响应情况.PGA放大系数是测点最大绝对加速度和输入地震波最大绝对加速度的比值.由图9可知,各监测点的PGA放大系数随着测点高程增大而增大,这说明地震作用下加固边坡呈现加速度高程放大效应.此外,随着输入地震波PGA增大,PGA放大系数随高程的增幅越明显.当PGA = 0.05 g(弱震)时,监测点1的PGA放大系数为1.328,而监测点6的PGA放大系数为1.804,增幅约为35.8%;当PGA = 0.20 g(强震)时,监测点1的PGA放大系数为1.464,而监测点6的PGA放大系数为3.812,增幅约为176%.该现象表明,输入地震波PGA增大,加固边坡的加速度高程放大效应明显加强.此外,图8显示测点4~5和5~6处具有台阶、坡度变化.图9也显示其响应加速度确实发生显著变化,如测点5的PGA放大系数增长速率相对测点4有明显降低,而测点6的PGA放大系数增长速率相对测点5又有明显加快,这可能是由于坡表地形发生变化

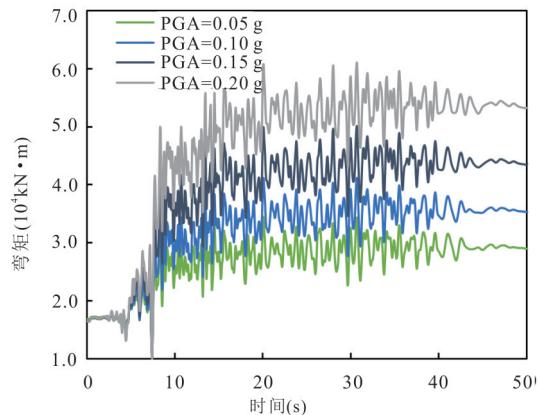


图10 抗滑桩弯矩时程曲线(深度 25 m 处)

Fig.10 Bending moment of anti-slip pile versus time(at 25 m depth)

所致.

4.2 抗滑桩受力特性

图10为不同PGA下,距桩顶25 m深度处抗滑桩的弯矩时程曲线.图10中可见,当t = 0时(静力),抗滑桩弯矩值为16.207 kN·m;当t = 0~20 s时,4条曲线同时震荡上升,并出现分化,呈现输入地震波PGA越大,桩身弯矩值增速也越大;当t = 20~40 s时,桩身弯矩值的趋势逐渐趋于稳定;当t = 40~50 s时,地震加速度已经衰减,桩身弯矩值已趋于稳定,最终弯矩值都明显大于静力下的弯矩值.

图11为t = 50 s时,不同PGA下抗滑桩的内力分布特征.由图11a可见,抗滑桩的反弯点深度出现范围在距桩顶为14~17 m(0.4~0.5 L)处;抗滑桩反弯点是桩身正负弯矩的分界点,反弯点以上抗滑桩内侧受拉(弯矩为负值),反弯点以下抗滑桩内侧受

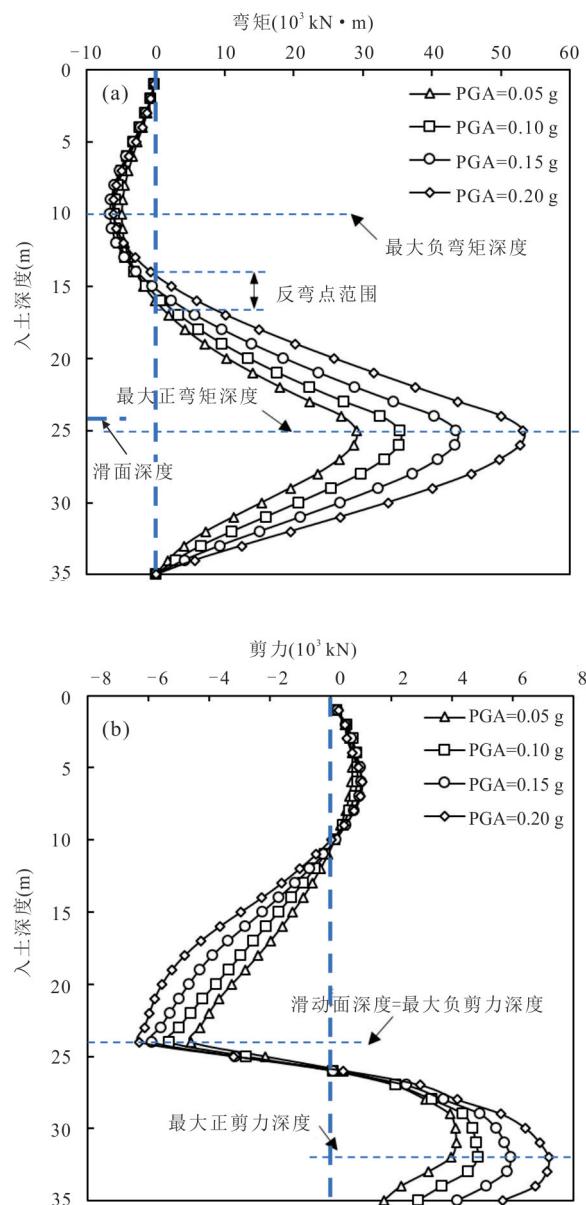


图 11 不同 PGA 下抗滑桩的内力变化

Fig.11 Internal forces of anti-slip piles for different PGAs
($t = 50$ s)

a. 弯矩图; b. 剪力图; $t = 50$ s

压(弯矩为正值);负弯矩和正弯矩的最大值分别出现于距桩顶约 10 m ($0.4 L$) 和 25 m ($0.7 L$) 处, 这说明滑面上下均存在峰值弯矩, 且靠近滑面下部, 桩身弯矩绝对值达到最大, 因此实际工程中尤其需注意防范抗滑桩靠近滑面下部处的弯曲破坏. 此外, 随着输入地震波 PGA 增加, 弯矩分布形状未发生改变, 但量值有所增加. 如, 当 PGA = 0.05 g 时(弱震), 负弯矩和正弯矩的最大值分别为 $-4946 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 和 $29075 \text{ kN}\cdot\text{m}$; 当 PGA 增至 0.20 g 时(强震), 负弯矩和正弯矩的最大值分别

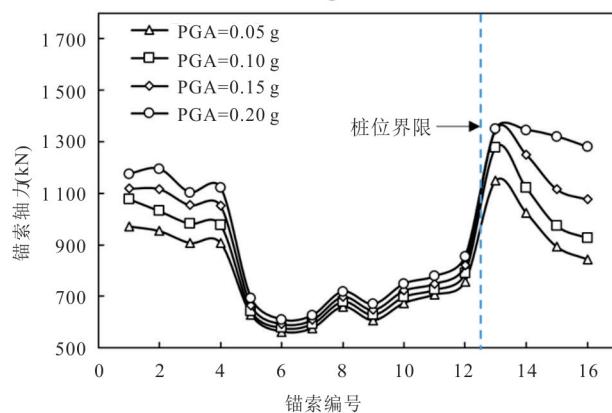
图 12 不同 PGA 下锚索最大轴力变化($t = 50$ s)

Fig.12 Maximum axial forces of anchor cables for different PGAs($t = 50$ s)

为 $-6148 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 和 $53175 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 这是由于输入地震波 PGA 增加, 边坡受力水平增加, 震后产生的位移导致桩身内力增大.

图 11b 可见, 距桩顶约 10 m ($0.3 L$) 和 26 m ($0.7 L$) 处, 抗滑桩的剪力为 0 kN; 距桩顶 10 m ($0.3 L$) 至 26 m ($0.7 L$) 间, 桩体剪力为负值, 其余桩体剪力为正值; 最大正剪力位于滑动面以下, 距桩顶约 32 m ($0.9 L$), 最大负剪力位于滑动面处, 距桩顶约 24 m ($0.7 L$), 这依然说明滑面附近是抗滑桩最易发生破坏的位置, 因此强震区还需注意防范抗滑桩在滑面处的剪切破坏. 此外, 随着输入地震波 PGA 增大, 剪力分布形状不变, 但量值有所增大. 如当 PGA = 0.05 g 时(弱震), 负剪力和正剪力的最大值分别为 -4568 kN 和 3974 kN ; 当 PGA = 0.20 g 时(强震), 负剪力和正剪力的最大值分别为 -6397 kN 和 7181 kN . 不同输入地震波 PGA 下抗滑桩剪力的变化原因同弯矩的变化原因相似.

4.3 锚索受力特性

图 12 为 $t = 50$ s 时, 不同 PGA 下各根锚索最大轴力变化曲线. 由图 12 可见, 边坡上部和下部锚索的轴力值较中部锚索的轴力值偏大. 边坡上部 1~4 号和下部 13~16 号锚索对地震较为敏感, 在 PGA 增加的过程中其轴力有比较明显的增幅, 而边坡中部 5~12 号锚索对地震作用不敏感, 在 PGA 增加的过程中其轴力增幅较小.

图 13 为 PGA = 0.20 g 的 Wolong 波作用后加固边坡的等效塑性应变云图. 由图 13 可见, 边坡在自重和地震力耦合作用下, 滑坡前缘剪出口和后缘张裂缝部位的等效塑性应变较大, 说明这两个区域的锚索处于最不利位置, 设计中应对该区域进行重

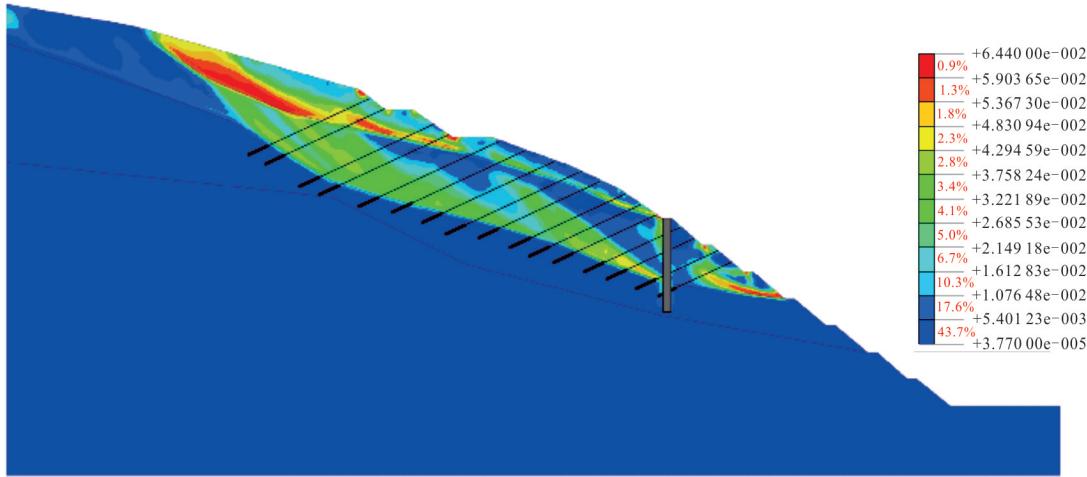


图 13 地震作用后加固边坡的等效塑性应变云图

Fig.13 Equivalent plastic strain contour of the reinforced slope

PGA = 0.20 g, t = 50 s, k = 1

点关注(例如调整锚索数量或加设抗滑桩),以增强边坡的抗震稳定性.

5 抗滑桩和锚索的荷载分担规律

将数值模拟得到的抗滑桩和锚索的内力在滑动面上进行分解,经过换算可以得到抗滑桩和锚索各自分担的边坡下滑力.图 14 为抗滑桩和锚索荷载分担示意图.抗滑桩分担的荷载 F_p 为桩身剪力 Q 在滑面切向的分量,按式(3)计算.

$$F_p = \frac{1}{D} Q \cos \theta, \quad (3)$$

式(3)中, F_p 表示单位宽度滑体时抗滑桩分担的荷载; θ 为抗滑桩处滑面切线方向与水平方向的夹角; D 为抗滑桩间距.

锚索轴力 N_i 在滑动面上可分解为切向力 T_{i_1} 和法向力 T_{i_2} , 锚索分担的荷载 F_c 为切向力与法向力产生的摩擦力之和,按式(4)~(6)计算:

$$T_{i_1} = N_i [\sin(\alpha_i + \beta_i)], \quad (4)$$

$$T_{i_2} = N_i [\cos(\alpha_i + \beta_i)], \quad (5)$$

$$F_c = \frac{1}{S} \sum [T_{i_1} + T_{i_2} \tan \varphi], \quad (6)$$

式(4)~(6)中, F_c 表示单位宽度滑体时锚索分担的荷载; α_i 为第 i 排锚索处滑动面与水平方向的夹角; β_i 为第 i 排锚索与水平方向的夹角; S 为锚索间水平间距.

选择地震波作用结束后($t = 50$ s)的时刻,计算抗滑桩和锚索的荷载分担比例.图 15 为利用上述

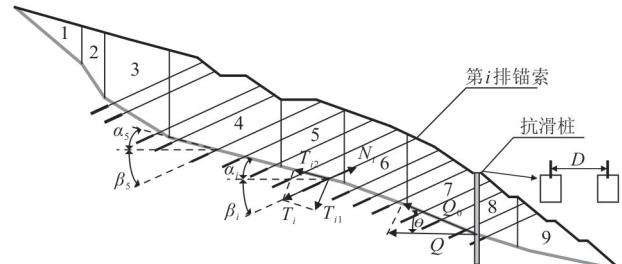
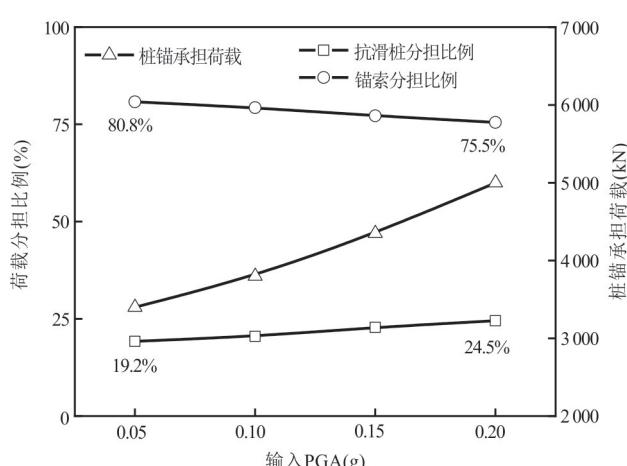


图 14 抗滑桩和锚索框架荷载分担示意图

Fig.14 Schematic diagram of load sharing between anti-slip piles and anchor cables

图 15 不同 PGA 下桩锚荷载的分担比($t = 50$ s)Fig.15 Proportion of load shared by anti-slip piles and anchor cables for different PGAs($t = 50$ s)

公式得到的不同 PGA 下 $t = 50$ s 时抗滑桩和锚索分担的荷载比例.由图 15 可见,随着输入地震波 PGA 增大,桩锚承担的荷载逐渐增大,但抗滑桩和

锚索的荷载分担比例却呈不同变化趋势。抗滑桩的荷载分担比从 $PGA = 0.05$ g 时的 19.2% 增大至 $PGA = 0.20$ g 时的 24.5%，而锚索的荷载分担比例从 $PGA = 0.05$ g 时的 80.8% 降低至 $PGA = 0.20$ g 的 75.5%。两者的荷载分担比变化幅度约为 7%，故实际工程设计中不应固定桩锚荷载分担比例。

6 结论

本文基于四川省东北部某滑坡治理工程,采用有限元程序 MIDAS/GTS 建立了抗滑桩—锚索框架组合结构加固边坡的数值模型,采用位移时程曲线法对加固边坡进行稳定安全系数计算,而后输入不同峰值地震加速度(PGA)的 Wolong 地震波,分析了加固边坡的加速度响应、桩锚结构内力变化以及荷载分担规律,得到以下结论:

(1) 加固边坡的稳定安全系数满足规范要求,在地震作用下其上部存在潜在浅层滑面,中部和下部存在潜在深层滑面,与静力条件下加固边坡的潜在滑面分布不同,这是加速度高程放大效应所致。

(2) 地震作用下加固边坡呈现加速度高程放大效应,随着输入地震波 PGA 增大,边坡加速度高程放大效应明显加强。此外,边坡坡表具台阶、坡度变化时,加速度也发生显著变化。

(3) 随着输入地震波 PGA 增大,抗滑桩桩身弯矩和剪力增大,但最大值出现位置不变,桩身正、负弯矩最大值分别位于距桩顶约 $0.7 L$ 和 $0.4 L$ 处,最大正、负剪力分别位于距桩顶约 $0.9 L$ 和 $0.7 L$ 处。实际工程中需注意防范抗滑桩在滑面附近的破坏。

(4) 随着输入地震波 PGA 增大,桩锚承担的荷载逐渐增大,但抗滑桩分担的下滑力比例增大,而锚索分担的下滑力比例减小,故实际工程设计中不应固定桩锚荷载分担比例。

References

- Abi, E., Zheng, Y.R., Lai, J., et al., 2016. Study on Supporting Properties of Double-Row Piles with Anchor in Slide of Paifang Dam. *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*, 12(4): 1033—1038(in Chinese with English abstract).
- Chen, J.F., Chen, S.X., Du, C.C., et al., 2021. Research on the Mechanical Mechanism of Composite Structure of Anti-Slide Pile and Anchor Cable Frame Beam. *Journal of Railway Engineering Society*, 38(5): 7—12(in Chinese with English abstract).
- Fu, X., Fan, G., Liu, F.C., et al., 2015. Shaking Table Tests on the Acceleration Response of an Anti-Dip Stratified Rock Slope with Composite Retaining Structure. *China Earthquake Engineering Journal*, 37(3):823—828(in Chinese with English abstract).
- Fu, X., Zhang, J.J., Zhou, L.R., 2017. Shaking Table Test of Seismic Response of Slope Reinforced by Combination of Anti-Slide Piles and Multi-Frame Foundation Beam with Anchor Cable. *Rock and Soil Mechanics*, 38(2): 462—470(in Chinese with English abstract).
- He, C., Tang, H.M., Shen, P.W., et al., 2021. Progressive Failure Mode and Stability Reliability of Strain-Softening Slope. *Earth Science*, 46(2): 697—707(in Chinese with English abstract).
- Lai, J., Li, A.H., Zheng, Y.R., et al., 2014. Dynamic Stability Analysis of Slopes Reinforced by Anchor Anti-Slide Pile. *China Earthquake Engineering Journal*, 36(4):924—930 (in Chinese with English abstract).
- Lai, J., Liu, Y., Xin, J.P., et al., 2020. Shaking Table Test and Numerical Analysis on Reinforced Slope at Dali West Railway Station. *Journal of Zhejiang University(Engineering Science)*, 54(5): 870—878(in Chinese with English abstract).
- Li, D.F., Wang, L.J., 2016. Synergism Analysis of Bedding Slope with Piles and Anchor Cable Support under Sine Wave Vehicle Load. *Advances in Materials Science & Engineering*.<http://doi.org/10.1155/2016/5753970>
- Li, H.B., Xiao, K.Q., Liu, Y.Q., 2007. Factor of Safety Analysis of Bedding Rock Slope under Seismic Load. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 26(12): 2385—2394(in Chinese with English abstract).
- Ministry of Natural Resources of the People's Republic of China, 2020. Code for the Design of Landslide Stabilization:GB/T 38509-2020. China Standard Press, Beijing(in Chinese).
- Tang, Y., 2010. Seismic Damage Analysis of Slope Engineering Facilities in Wen Chuan Earthquake (Dissertation). Southwest Jiaotong University, Chengdu(in Chinese with English abstract).
- Zhang, L.M., Yue, J.G., Zhang, J.J., et al., 2020. Seismic Behavior of the Composite Retaining Structures in Case of Nuclear Power Plants in High Soft-Rock Slopes under Strong Earthquakes. *China Earthquake Engineering Journal*, 42(3): 742—750(in Chinese with English abstract).

- Zheng, Y. R., Ye, H. L., Huang, R. Q., et al., 2010. Study on the Seismic Stability Analysis of a Slope. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 30(2):173—180(in Chinese with English abstract).
- Zhou, D. P., Zhang, J. J., Tang, Y., 2010. Seismic Damage Analysis of Road Slopes in Wenchuan Earthquake. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 29(3): 565—576(in Chinese with English abstract).
- Zhu, X., Tang, Y., 2022. Failure Precursory Characteristics of Slope Model with Locked Section. *Earth Science*, 47(6): 1957—1968(in Chinese with English abstract).
- 附中文参考文献**
- 阿比尔的,郑颖人,赖杰,等,2016.牌坊坝滑坡双排桩+锚索支护性能研究.地下空间与工程学报,12(4):1033—1038.
- 陈建峰,陈思贤,杜长城,等,2021.抗滑桩—锚索框架组合结构受力机制研究.铁道工程学报,38(5):7—12.
- 付晓,范刚,刘飞成,等,2015.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.地震工程学报,37(3):823—828.
- 付晓,张建经,周立荣,2017.多级框架锚索和抗滑桩联合作用下边坡抗震性能的振动台试验研究.岩土力学,38(2):462—470.
- 何成,唐辉明,申培武,等,2021.应变软化边坡渐进破坏模式及稳定性可靠度.地球科学,46(2):697—707.
- 赖杰,李安红,郑颖人,等,2014.锚杆抗滑桩加固边坡工程动力稳定性分析.地震工程学报,36(4):924—930.
- 赖杰,刘云,辛建平,等,2020.大理西站支护边坡振动台试验及数值模拟.浙江大学学报(工学版),54(5):870—878.
- 李海波,肖克强,刘亚群,2007.地震荷载作用下顺层岩质边坡安全系数分析.岩石力学与工程学报,26(12):2385—2394.
- 汤涌,2010.汶川大地震边坡工程设施震害分析(硕士学位论文).成都:西南交通大学.
- 张卢明,岳建国,张建经,等,2020.强震作用下核电厂顺层软岩高边坡组合支挡结构抗震性能研究.地震工程学报,42(3):742—750.
- 郑颖人,叶海林,黄润秋,等,2010.边坡地震稳定性分析探讨.地震工程与工程振动,30(2):173—180.
- 周德培,张建经,汤涌,2010.汶川地震中道路边坡工程震害分析.岩石力学与工程学报,29(3):565—576.
- 中华人民共和国自然资源部,2020.滑坡防治设计规范:GB/T 38509-2020.北京:中国标准出版社.
- 朱星,唐垚,2022.锁固段边坡模型破坏前兆特征.地球科学,47(6):1957—1968.