

张卢明,周勇,岳建国,等. 粉砂质页岩高边坡滑坡动力稳定性分析及防治效果评价[J]. 湖南科技大学学报(自然科学版), 2021, 36(3):34-42. doi:10.13582/j.cnki.1672-9102.2021.03.006

ZHANG L M, ZHOU Y, YUE J G, et al. Dynamic Stability Analysis and Prevention Effect Evaluation of Silty Shale Landslide on High Slope [J]. Journal of Hunan University of Science and Technology (Natural Science Edition), 2021, 36(3):34-42. doi:10.13582/j.cnki.1672-9102.2021.03.006

粉砂质页岩高边坡滑坡动力稳定性分析及防治效果评价

张卢明*, 周勇, 岳建国, 胡鹏, 金斌

(核工业西南勘察设计研究院有限公司, 四川 成都 610061)

摘要: 飞凤山低中放固体废物处置场滑坡自2013年—2014年间历经数次整治,多次修建防滑工程后均未根治,2014年坡体再次发生较大变形,2015年再次进行了综合治理。2008年汶川大地震后,该场地的地震动水平峰值加速度由原来的0.15g提高到0.33g,是原稳定性评价所采用的地震加速度值的2倍之多,整治后的斜坡存在抗震失稳风险。以其中的2[#]滑坡为例,采用有限差分动力分析法对整治后的滑坡进行抗震稳定性分析,同时结合现场监测评估坡体的安全性。研究表明:斜坡在0.33g地震作用下整体稳定,加固效果良好,并节约了工程投资。其研究成果可为核安全领域类似工程提供技术支持。

关键词: 低中放废物处置场;抗震稳定性;工程监测;有限差分法

中图分类号:P 642.22

文献标志码:A

文章编号:1672-9102(2021)03-0034-09

Dynamic Stability Analysis and Prevention Effect Evaluation of Silty Shale Landslide on High Slope

ZHANG Luming, ZHOU Yong, YUE Jianguo, HU Peng, JIN Bin

(Nuclear Industry Southwest Survey & Design Institute Co., Ltd., Chengdu 610061, China)

Abstract: From 2013 to 2014, the landslide of Feifeng mountain low and medium level solid waste disposal site wastreated several times, and the anti-skid works were not completely cured after many times of construction. In 2014, the slope body once again had large deformation, and in 2015, comprehensive treatment was carried out again. After the Wenchuan earthquake in 2008, the design basis ground motion horizontal peak acceleration of the site increased from the original 0.15g to 0.33g, which was more than two times of the original seismic acceleration value used in the original stability evaluation. There was a risk of seismic instability for the slope after treatment. Taking the 2[#] landslides as an example, the seismic stability of the treated landslides was analyzed by the finite difference dynamic analysis method, and the safety of the slopes was evaluated by combining with the field monitoring. The research results show that the slope is stable under 0.33g earthquake, and the reinforcement effect is good, so the project investment is saved. The research results provide technical support for similar projects in the field of nuclear safety.

Keywords: low-Intermediate level radioactive waste; seismic stability; project monitoring; finite difference method

收稿日期:2019-05-14

基金项目:国防基础科研计划项目资助(A0220110003);国防科技工业局科研项目资助(科工二司[2015]548号)

*通信作者, E-mail:175188580@qq.com

飞凤山低中放固体废物处置场是我国西南地区唯一的极为重要的低中放固体废物处置场。处置场场平标高为 606.0 m,场平后将在场址南侧形成高边坡。边坡于 2013 年初开挖,2013 年 5 月即产生变形,形成 1[#]、2[#]滑坡。受 7 月 18 日强降雨的影响,滑坡变形加剧,7 月 19 日 1[#]滑坡北东侧发生滑动解体,原有治理工程大部破坏,滑坡体积约 30 余万方;7 月 21 日 2[#]滑坡北东侧锚喷破坏,坡面发育大量拉裂缝,滑坡体积约 $48 \times 10^4 \text{ m}^3$,原有治理工程多处失效。

飞凤山处置场处于龙门山断裂带,地质环境复杂,2008 年汶川大地震后,中国地震局对该场地的设计基准地震动水平峰值加速度由原来的 0.15g 提高到 0.33g,是原边坡稳定性评价所采用的地震动水平峰值加速度的 2 倍之多,整治后的边坡存在抗震失稳风险,一旦失稳,其后果不堪设想。

目前,针对地震作用下边坡稳定性评价一般以拟静方法和静力有限元法为主^[1-6],拟静力法具有一定的局限性,因为该方法没有考虑地震的特性,如振动频率、地震历时等因素,同时也未考虑岩土介质的动力性质和阻尼性质等。

采用动力时程分析法和工程监测联合评价边坡加固后的抗震加固效果尚不多见^[7-10],对多级框架锚索与双排抗滑桩组合结构的动力响应性能的研究也较少^[11-13]。基于此,以 2[#]滑坡为例,采用有限差分动力时程分析法对加固后的滑坡进行抗震稳定性评价,同时结合现场监测评估加固后斜坡的安全性,其研究成果可为核安全领域类似工程提供技术支持。

1 滑坡概况

滑坡区地层主要为人工填土(Q_4^{ml})、滑坡堆积层(Q_4^{del})、崩坡积层(Q_4^{col+dl}),志留系下统龙马溪组(Sl_1)泥质页岩、粉砂质页岩^[14-15]。岩层产状为 $310^\circ \angle 72^\circ$ 。

2[#]滑坡具有多级滑动特点,主要分为三级滑动形式:两级浅层滑面为基覆界面,深层滑面为强风化软弱破碎带。

一级滑坡后缘位于 714~735 m 区域,前缘剪出口位于滑坡中后部,高程 706~707 m,后缘相对较厚,前缘较薄;滑体纵长约 80 m,横宽约 160 m,面积约 $1.28 \times 10^4 \text{ m}^2$,主滑方向 11° 。

二级滑坡的后缘高程 706~707 m,前缘剪出口位于滑坡前部,高程 668~670 m,后缘相对较厚,前缘较薄;滑体纵长约 105 m,横宽约 165 m,面积约 $1.73 \times 10^4 \text{ m}^2$,主滑方向与一级相同。

深层滑坡的后缘高程 714~735 m,前缘剪出口高程 641~676 m,呈中部厚两头较薄的特点;滑体纵长约 215 m,横宽约 160 m,面积约 $3.44 \times 10^4 \text{ m}^2$,主滑方向与一级相同。

据勘察揭露,2[#]滑坡浅层滑带物质为含角砾粉质粘土,揉皱现象较为明显。由于 2[#]滑坡紧邻向斜,受构造影响强烈,岩体破碎,层间错动发育,据钻孔揭露,前期边坡开挖后相对高差较大(约 120 m),坡度较大(约 35°),受此影响边坡卸荷强烈,原有结构面逐步张开,强风化层面软弱带连接贯通,逐步发展成为深层滑带。

滑坡整治方案:框架锚索(杆)+双排抗滑桩+截排水沟+坡面绿化(见图 1),其中锚索设计为 4 束或 5 束钢绞线,抗滑桩截面为 $2 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ 。

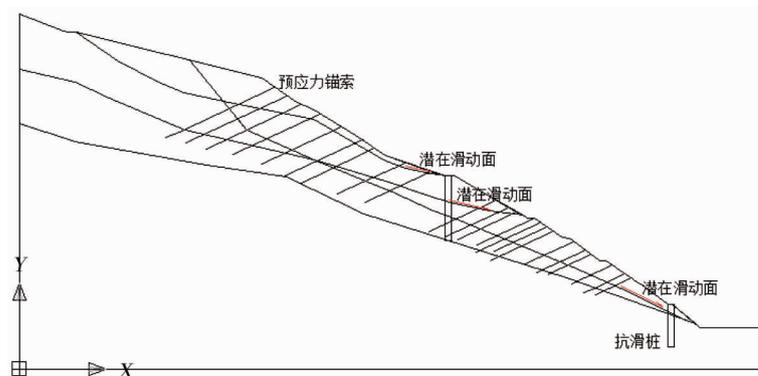


图 1 滑坡治理方案

2 动力稳定性数值分析

2.1 数值模型的建立

通过将 CAD 图形导入到 ANSYS,利用 ANSYS 建立边坡网格模型,再采用 FLAC^{3D} 软件分析。输入波形的频率成分和土体的波速特性会影响土体中波传播的数值精度,通常网格尺寸应小于输入波形最高频率

对应的波长的 $1/10\sim 1/8$.经计算得到模型的网格尺寸不能大于 35.2 m ,具体模拟过程中,选取单元最大尺寸为 10 m ,以保证数值分析的精度(见图2).

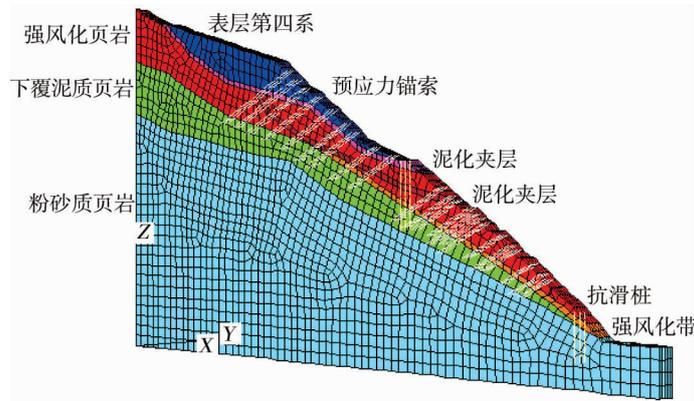


图2 有限差分数值模型

模型中土体和岩石均采用 Mohr-Coulomb 模型.预应力锚索、抗滑桩和框架梁分别采用锚索单元、桩单元和梁单元.土层和支护结构的材料参数如表1所示.

表1 材料参数

材料	容重/(kN/m^3)	弹性模量/GPa	泊松比	黏聚力/kPa	摩擦角/($^\circ$)
表层第四系	19.5	0.04	0.30	55	15
强风化泥质页岩	21.5	0.40	0.30	55	15
下覆泥质页岩	25.2	1.60	0.25	500	39
粉砂质页岩	25.2	2.00	0.25	800	42
泥化夹层	19.8	0.02	0.37	22	22
强风化带	20.6	0.02	0.37	35	18
锚索	79.0	195.00	0.25		
抗滑桩	25.5	40.00	0.22	7 000	40

通过在模型底部 x 和 z 方向输入EL波的加速度时程,模拟地震荷载下边坡的动力响应(加速度测点布置如图3所示),其中加速度时程曲线在输入之前借助SeismoSignal进行基线矫正(见图4).为了减少模型边界上波的反射,通过在模型四周生成二维和一维网格的方法来设置自由场边界,这种边界通过阻尼器将主体网格和自由场网格进行耦合,把自由场网格的不平衡力施加到主体网格边界上,这样就既可保持边界不反射波,又可以对外传递的波适当地吸收.模型中采用局部阻尼.

2.2 模型的验证

跟踪模型底部附近的加速度时程,对比输入波和模型底部附近的加速度时程曲线,如图5所示,由图5可发现两者吻合良好,说明地震波准确无误地输入到模型底部.

2.3 地震作用下的稳定性分析

2.3.1 位移响应

选取地震过程中 15 s 的动位移云图,以此分析 $0.33g$ 地震作用下边坡位移的整体分布,如图6所示.由图6可知:边坡位移主要产生于滑带之上,最大位移产生于泥化夹层顶部出口和坡顶拐点之间,也即最顶部锚索之上区域.

对位移变化过程进行分析,按照绝对动位移—相对动位移—永久位移的过程分步分解.首先,由山体位移和绝对动位移得出相对动位移;然后,将相对动位移分解为可恢复位移和永久位移^[16].

永久位移反映了滑坡体位移的积累,为了分析其变化过程,作图7坡面测点永久位移时程曲线.由图7可知:永久位移在地震振动的前 5 s 迅速增大,在 $5\sim 10\text{ s}$ 内增大速率减小,随后在 $10\sim 15\text{ s}$ 又开始迅速增大, 15 s 以后永久位移基本趋于稳定.位移增大的区间基本包含输入加速度较大幅值点 $t=3, 11\text{ s}$.坡顶部测点 $\text{id}=13$ 稳定后的位移较大,约为 88 cm .

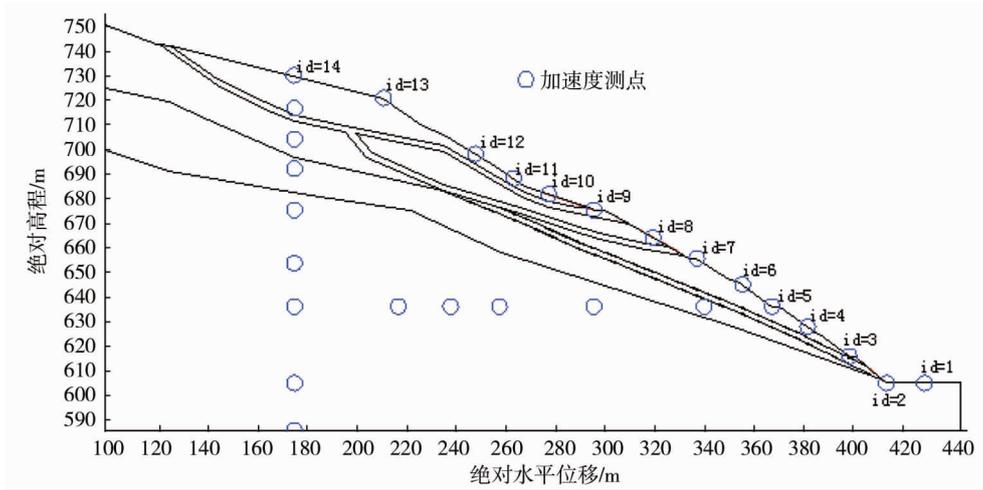


图 3 测点布置

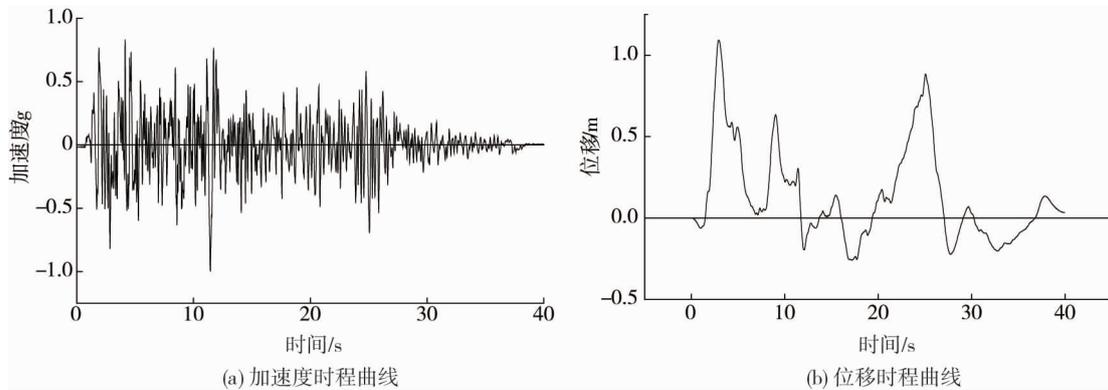


图 4 时程曲线

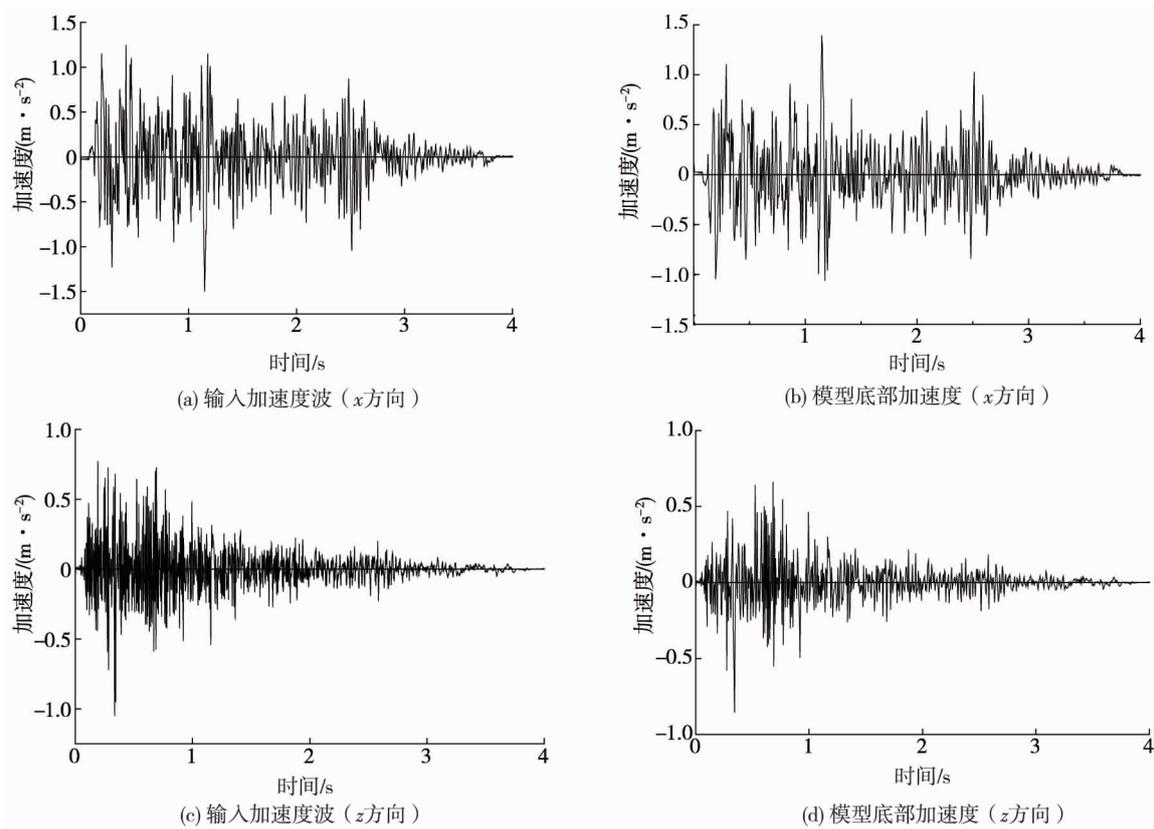


图 5 验证地震波的输入

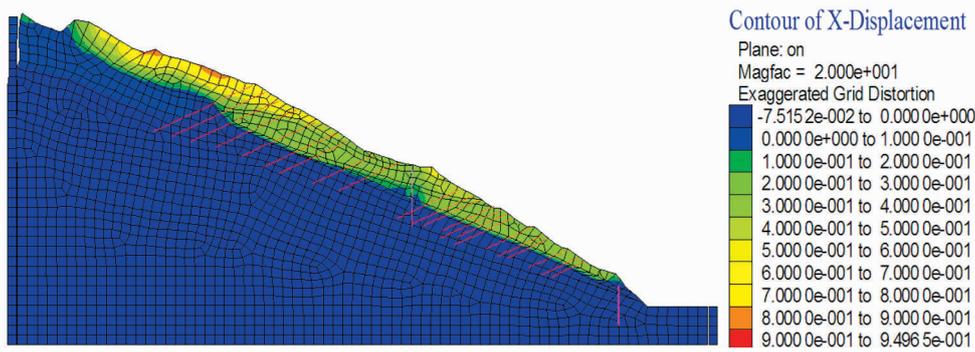


图6 边坡绝对位移云图(15 s)

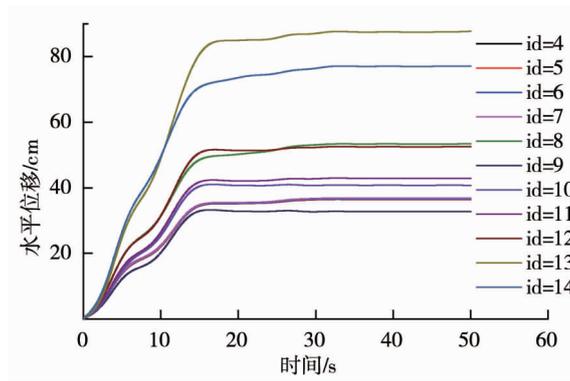


图7 边坡永久位移

分析得出的永久位移与 Newmark 法得出的永久位移变化规律较为一致,永久位移呈阶梯状增大,位移增大的区域基本包含输入加速度的较大值点.

2.3.2 稳定性分析

图8是强度折减法所得加固边坡的破坏临界位移场.从图8中可以看出,由于支挡结构的作用,斜坡不会沿原潜在滑动面发生整体失稳破坏,仅可能在顶部未加固区域发生浅层破坏,边坡整体所得到的安全系数为2.01.

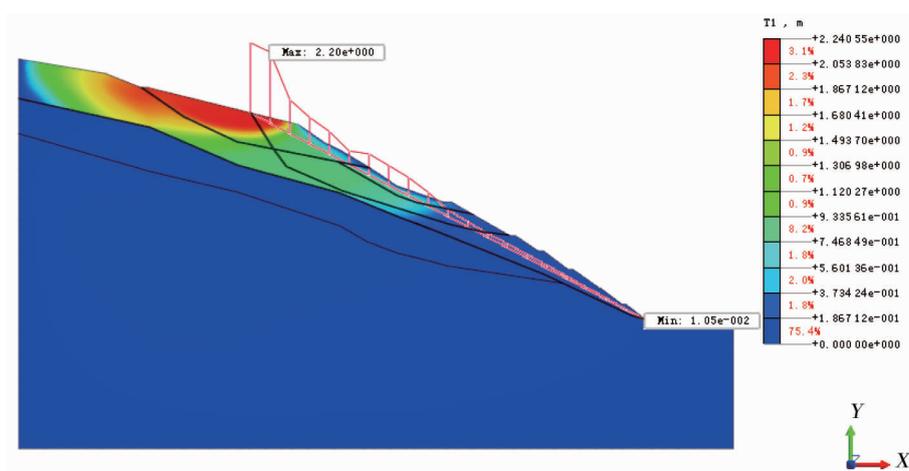


图8 强度折减法所得边坡位移场

2.3.3 抗滑桩动力响应

监测桩背水平位移响应,作不同测点的桩背水平位移曲线,如图9所示.由上排桩桩背位移响应图9a可知,桩背水平位移由桩顶往下依次减小,这可能是因为桩顶部附近的抵抗力较小,在地震过程中,由于土体推力,抗滑桩往临空面方向旋转.

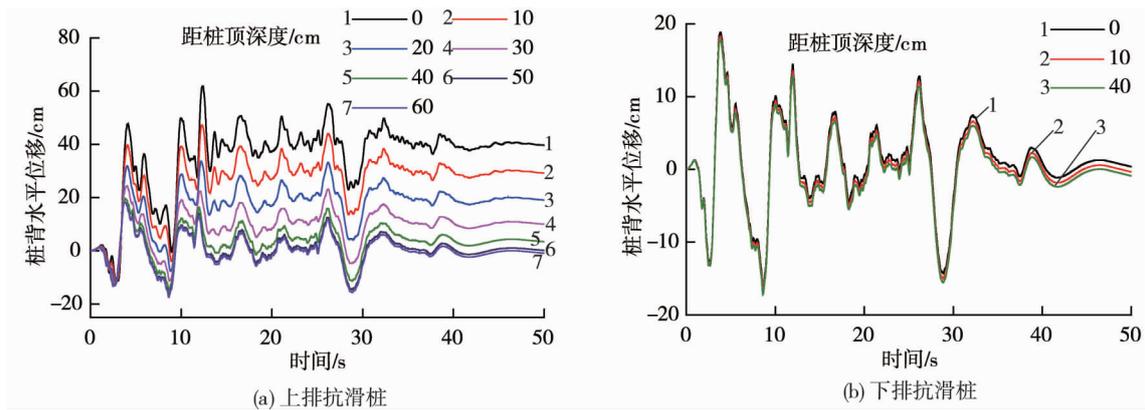


图9 桩背水平位移曲线

由下排抗滑桩背水平位移响应图 9b 可知,下排抗滑桩身不同位置的位移较为一致,这说明在地震过程中桩体发生整体位移;在地震结束后,桩体位移基本为零。

2.3.4 锚索动力响应

由图 10 地震前后锚索轴力沿高程的分布图可知,震前锚索轴力基本沿高程增大,坡顶部锚索达到了 350 kN;震后坡顶部附近锚索轴力较小,坡底部附近锚索轴力较大,在 345~370 kN 之间,未超过锚索设计抗拔力。

选取坡体上锚索 C1, C3, C6, C13, C15, C17, C20 和 C22 轴力测点,作其锚索轴力时程曲线。选取 4 个测点进行分析,由图 11 可知,锚索轴力在 5~35 s 内的响应值较大,在 30 s 后轴力略有减小并基本趋于稳定。

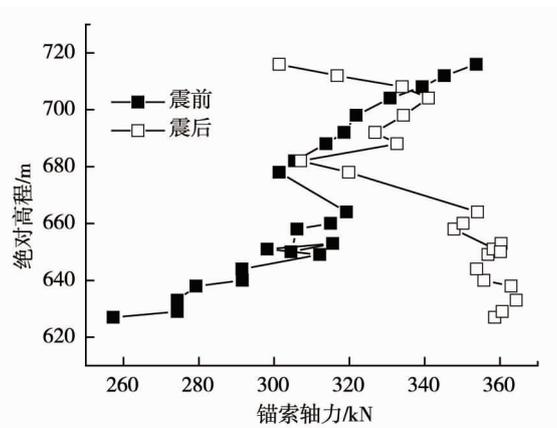


图10 锚索轴力分布

3 监测效果分析

整治工程于 2015 年 10 月底竣工,工程效果监测自 2015 年 10 月底开始,至 2018 年底结束,历时共 3 年。共布置了若干地表位移、地下水位、支挡结构位移、应力和深部位移监测点(如图 12 所示),限于篇幅,本次重点论述深部位移和支护结构应力监测成果,深部位移监测曲线如图 13 所示,锚索应力监测曲线如图 14 所示,抗滑桩应力监测曲线如图 15 所示。

3.1 深部位移监测效果分析

主剖面 2-2' 上高程由高到低分布有 7[#], 8[#], 9[#], 10[#], 11[#], 12[#], 13[#], 共 7 个深部位移监测孔位用来反映加固后边坡的稳定状况。其他区域布置 1[#]~6[#]深部位移监测点。

从图 13 可知:2015 年 2 月—10 月期间,11[#]和 6[#]孔深部位移一直呈增大趋势,最大值为 47.99 mm,分析原因在于滑坡处于整治施工期,治理工程并未发生作用。2015 年 10 月底边坡竣工后,位移呈下降趋势,虽然 2016 年位移有所上升,且在 2017 年“8·8”九寨沟地震后位移有所下降,仅为 24.12 mm,坡体累计位

移并未超过 50 mm 的警报值.

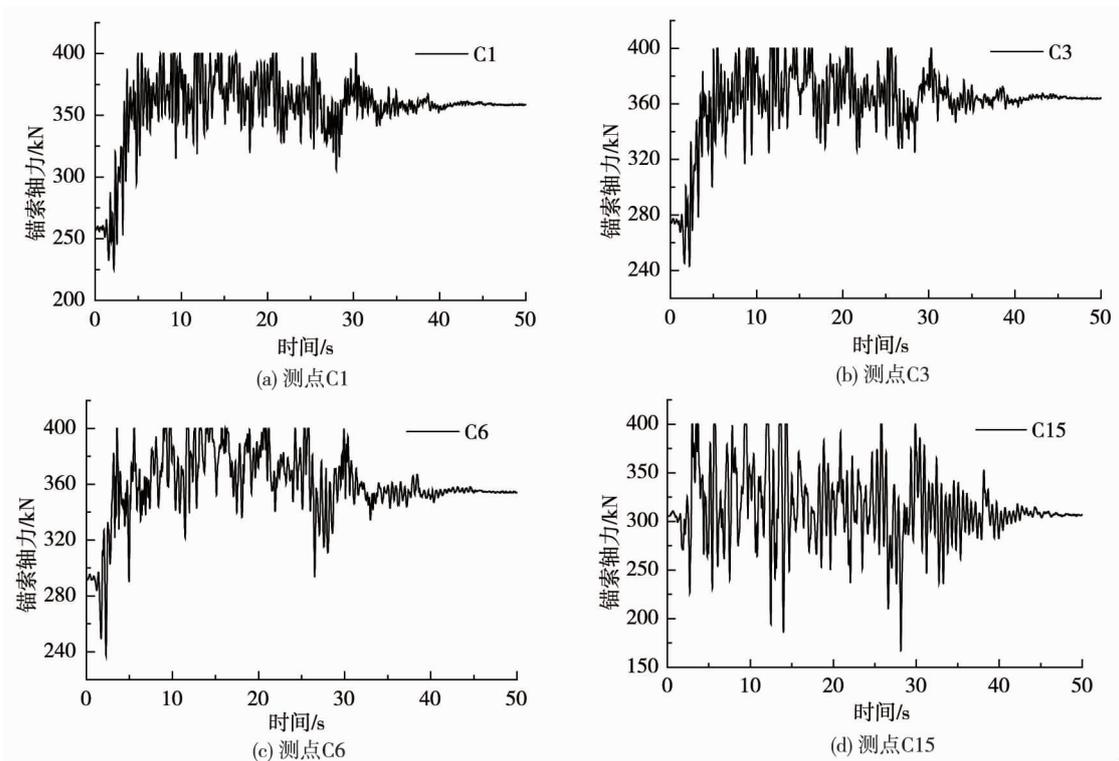


图 11 锚索轴力时程曲线

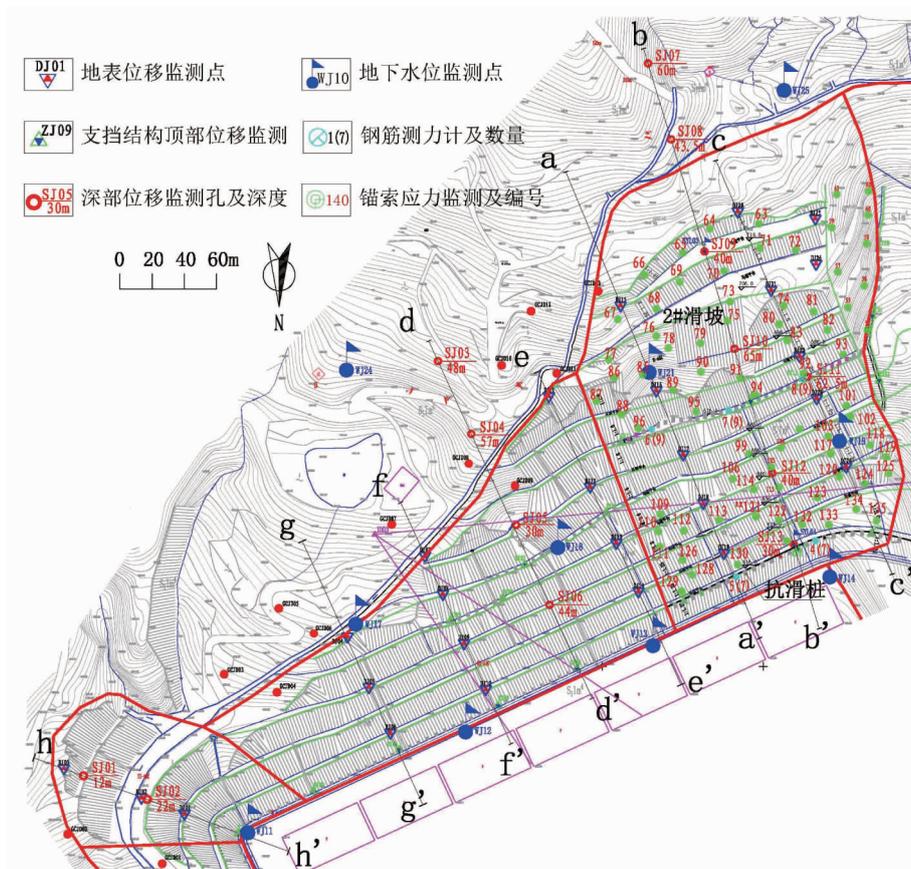


图 12 滑坡监测布置平面

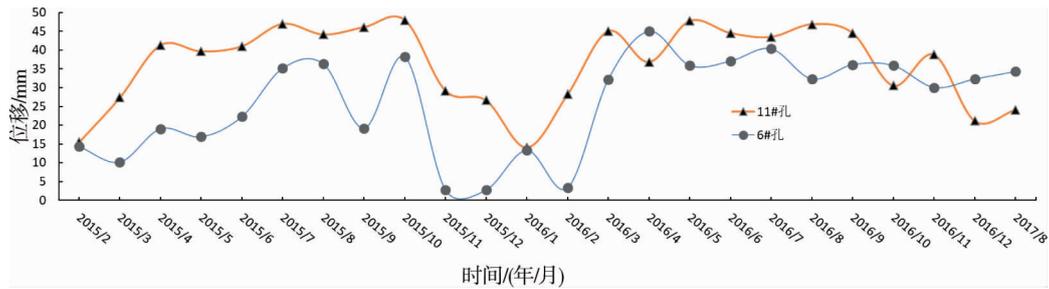


图13 深部位移监测曲线

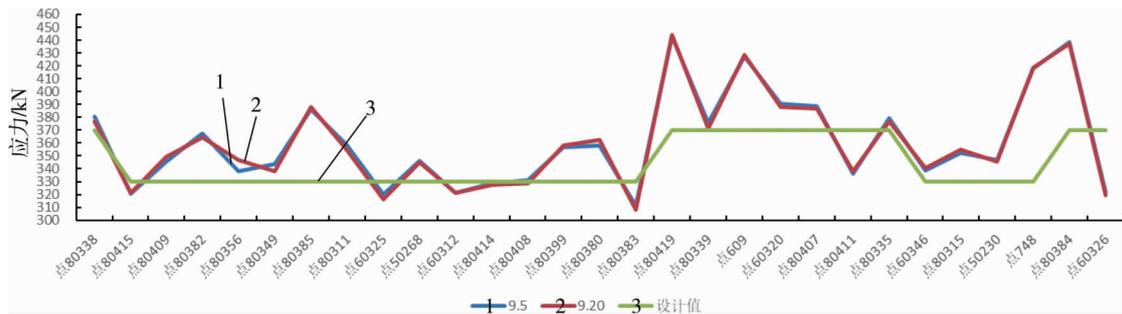


图14 锚索应力监测曲线(2017年9月)

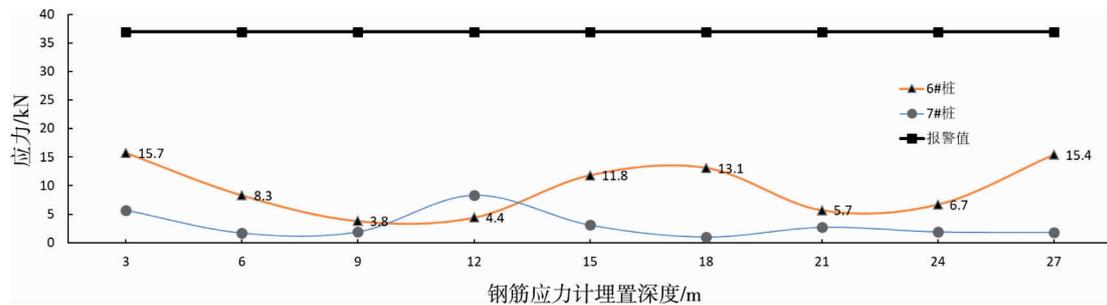


图15 抗滑桩应力监测曲线(2016年最大值)

其他,如7#孔年度最大累积位移为27.74 mm;8#孔为43.84 mm;9#孔为35 mm;10#孔为35.62 mm;其余孔最大累积位移位于20.8~48.0 mm,主要发生于2016年7月—8月汛期,无突变和异常,数据稳定且均小于预警值50 mm.

由7个监测孔位的监测数据可知治理后坡体整体处于稳定状态.

3.2 锚索应力监测

边坡锚索共设计有4束和5束两种钢绞线,设计拉力分别为330和370 kN.应力监测自2016年初开始,监测报警值分别为430和480 kN.

限于篇幅,选取2017年9月(2017年“8·8”地震后)的数据进行分析.

由图14可知:锚索应力监测数据基本重合,整体变化稳定,数据无特征奇异变化点,监测数据显示锚索应力值大于设计值,达到设计要求,运营一年多后锚索应力未有明显松弛现象,且应力值均未超过报警值,整体监测结果正常,说明坡体处于稳定状态.

3.3 抗滑桩应力监测

自4月份开始,抗滑桩钢筋出现应力调整现象,具体表现为受荷段应力微减,嵌固段应力微增现象.一般受荷段应力减小大于嵌固段应力增大值.究其原因因为桩后岩土体开始缓慢固结,力学性质好转.进入雨季后,抗滑桩应力大体维持平衡,应力调整不明显,仅局部桩位的局部段位有增大趋势,尤其是7月份下旬,雨季结束后应力值微降,又恢复稳定状态(图15).

综合分析可知:抗滑桩钢筋应力监测基本正常,无奇异变化点,各期数据基本保持稳定,各桩位监测值

远低于监测报警值,反映出支挡结构受力均处于正常状态,滑坡治理效果良好。

4 结论

1)数值分析表明坡体位移主要产生于滑带之上,最大位移产生于泥化夹层顶部出口和坡顶拐点之间,由于锚索的加固作用,坡体水平位移明显减小,坡体可恢复位移在零附近上下波动,地震结束后,位移值基本为零;永久位移先呈急剧增大趋势,最后基本趋于稳定。

2)坡体可能会在顶部未加固区域发生浅层滑出破坏,但不会沿原潜在滑动面发生整体失稳破坏,斜坡整体稳定,强度折减法所得到的安全系数为 2.01。

3)锚索轴力在 5~35 s 内的响应值较大,在 30 s 后轴力略有减小并基本趋于稳定。由地震前后锚索轴力分布图可知,震前锚索轴力基本沿高程增大,坡顶部锚索达到了 350 kN;震后坡顶部附近锚索轴力较小,坡底部附近锚索轴力较大,在 345~370 kN 之间,未超过锚索设计抗拔力。

4)通过现场监测可知,坡体深部位移、锚索应力和抗滑桩钢筋应力均在允许范围内,锚索未出现应力松弛现象,坡体整体稳定,整治效果良好。

参考文献:

- [1] 李承亮,冯春,刘晓宇. 拟静力方法适用范围及地震力计算[J]. 济南大学学报(自然科学版), 2011, 25(4): 431-433.
- [2] 中华人民共和国国家标准编写小组. 建筑边坡工程技术规范: GB 50330—2013 [S]. 2013.
- [3] 中华人民共和国国家标准编写小组. 核电厂抗震设计规范: GB 50267—97 [S]. 1998.
- [4] 郑颖人,叶海林,黄润秋. 地震边坡破坏机制及其破裂面的分析探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(8): 1714-1723.
- [5] 陈建峰,孙立川,石振明,等. 浙江三门人工高边坡稳定性评价[J]. 岩土力学, 2005, 26(s2): 15-21.
- [6] 庄云,万波,谷晓曦,等. 吉林核电站厂址边坡稳定性分析[J]. 辽宁师范大学学报:自然科学版, 2001, 24(2): 196-198.
- [7] 郑文棠. 高边坡抗震验算和加固设计[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(s2): 3962-3970.
- [8] 李玉瑞,吴红刚,冯军,等. 四川攀枝花机场 12#滑坡动力响应数值模拟分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2018, 29(5): 27-30.
- [9] 徐光兴. 地震作用下边坡工程动力响应与永久位移分析[D]. 成都: 西南交通大学, 2011.
- [10] 周炜,李海波,李亚群,等. 地震作用下顺层岩质边坡锚固特性的拟动力分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(s2): 3571-3575.
- [11] 付晓,张建经,周立荣. 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[J]. 岩土力学, 2017, 38(2): 463-469.
- [12] 赖杰,郑颖人,刘云,等. 抗滑桩和锚杆联合支护下边坡抗震性能振动台试验研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48(9): 96-103.
- [13] 向远华. 锚杆框架梁-双排抗滑桩支护膨胀土边坡工作特性分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2013, 10(3): 62-67.
- [14] 四川省地质矿产局. 四川省区域地质志[M]. 北京:地质出版社, 1991.
- [15] 四川省地质矿产局. 四川省岩石地层[M]. 武汉:中国地质大学出版社, 1997.
- [16] Bray J D, Travararou T. Pseudostatic coefficient for use in simplified seismic slope stability evaluation [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135(9): 1336-1340.