

DOI: 10. 20040/j. cnki. 1000-7709. 2023. 20220559

西北地区哈密抽水蓄能电站隧洞洞口段边坡 支护效果及抗震分析

张延飞¹, 任建民¹, 尹 坤², 向俊龙²

(1. 兰州交通大学土木工程学院, 甘肃 兰州 730070; 2. 中国水利水电第五工程局有限公司, 四川 成都 610066)

摘要: 为分析强震作用下洞口段岩土质边坡与支护和洞室结构的动力响应规律, 以西北地区哈密抽水蓄能电站洞口段工程为例, 先提出综合治理方案; 后采用现场监测和 FLAC^{3D} 数值模拟相结合的方法分析治理效果; 最后在强震荷载下, 分析了支护结构及洞室对岩土质边坡动力响应的影响, 并探讨给出一些洞口段工程抗震设防建议。结果表明, 治理后稳定系数从 1.140 增大至 1.473, 增幅达 29.2%; 支护结构的施加有效降低了坡面和洞顶轴线的加速度和位移; 洞室的存在相较于于坡面动力放大效应的影响, 对洞轴线影响更大; 通过分析坡面和隧洞轴线拱顶衬砌加速度, 马道对边坡抗震十分重要, 建议该工程抗震设防长度取 3.4~4.8 倍洞径之间。

关键词: 洞口段; 岩土质边坡; 预应力锚杆; 动力响应; 抗震设防长度

中图分类号: TV672⁺.1; U213.1⁺58

文献标志码: A

文章编号: 1000-7709(2023)01-0112-04

1 概况

哈密抽水蓄能电站位于天山山脉最东段的巴里坤塔格南坡中、低山地带, 为一等大(1)型工程, 装机容量为 1 200 MW(4 台×300 MW)。交通洞为主副厂房、主变洞、尾闸室中部通道, 其进口段边坡高陡, 地质情况从上至下依次为崩坡积块碎石土、强风化砂泥岩和花岗岩, 产状为 NE55°~65°SE∠45°~60°。该地区曾是我国发生最高烈度地震的震区之一, 具有构造复杂、运动强烈的特点。已有研究^[1]表明, 在强震荷载下, 施加支护结构会抑制边坡弹、塑性变形, 降低动力响应, 保持边坡稳定。而在洞室工程中, 先对边坡支护, 后进行开挖。目前关于边坡支护效果的研究较多, 如王大伟等^[2]通过分析锚杆和抗滑桩两种支护方式, 得出锚杆支护效果更佳; 秦凤艳等^[3]提出预应力锚索支护形式, 在抗震方面优势明显。但单一支护方式并不完全符合实际工程综合治理的理念。关于边坡动力响应分析的研究也较多, 如艾胜军等^[4]通过坡—隧振台模型, 得出随震动强度增加拱顶加速度在洞口段明显放大; 徐光兴^[5]提出锚杆的施加能使坡体避开共振影响, 抑制加速度放大。然而考虑洞室和支护结构共同作用对边坡影响的研究却较少。鉴此, 本文以哈密抽水蓄

能电站工程为依托, 采用现场监测和数值模拟相结合的方法, 分析综合治理措施的支护效果, 探讨在强震作用下, 考虑洞室效应的岩土质边坡动力响应规律。研究结果可为西北地区类似工程提供参考。

2 理论与模型

2.1 支护结构模拟原理

支护结构用到锚杆、框格梁和挂网混凝土面层, 分别采用 FLAC^{3D} 中的 cable、beam、shell 结构单元模拟。Cable 单元通过岩土体—水泥浆—锚杆界面之间的相对位移(ΔU)来描述滑动, 其优点是可用锚杆及水泥浆的参数模拟水泥浆加固环的剪切行为。剪应力 τ_g 的计算式为:

$$\tau_g = G\Delta U / [(D/2 + t)\ln(1 + 2t/D)] \quad (1)$$

式中, G 为水泥浆剪切模量; ΔU 为水泥浆和岩土体相对位移; D 为锚杆直径; t 为水泥浆厚度。

Beam 或 shell 单元通过梁或壳结构单元与模型节点的刚性连接来实现, 梁或壳结构单元由几何和各向同性且无失效极限的线性弹性材料来定义。

2.2 支护效果评价原理

采用强度折减法计算的稳定系数评价支护效果。稳定系数^[6]计算公式为:

收稿日期: 2022-03-22, 修回日期: 2022-04-13

作者简介: 张延飞(1996-), 男, 硕士研究生, 研究方向为水工结构数值模拟, E-mail: 1127334254@qq.com

通讯作者: 任建民(1964-), 男, 博士、教授、硕导, 研究方向为水利水电工程、水文水资源, E-mail: 421621272@qq.com

$$c_F = c / F_{\text{trial}} \quad (2)$$

$$\varphi_F = \tan^{-1}[(\tan\varphi) / F_{\text{trial}}] \quad (3)$$

式中, c 、 c_F 分别为实际和临界状态粘聚力; φ 、 φ_F 分别为实际和临界状态内摩擦角; F_{trial} 为稳定系数。

2.3 力学模型

2.3.1 模型及参数

该工程位于新疆北天山境内,干燥少雨,故不考虑渗流和地下水的影响。原地面依岩土体特性放坡开挖,上部主要为崩坡积块碎石土;下部为裸露出来的强风化砂泥岩。开挖后根据规范^[7],该边坡安全等级为Ⅱ级。采用犀牛软件建模,模型中部设有城门洞型隧洞,宽 10 m,高 10 m。模型向下、向前各延伸 15 m。后续采用 FLAC^{3D} 模拟,本构模型选用 Mohr-Coulomb,模型共划分 206 216 个节点,224 091 个单元,网格划分见图 1。模型力学参数取自该工程地质报告,具体见表 1。

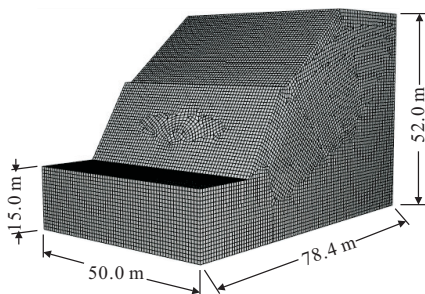


图 1 模型网格划分

Fig. 1 Model meshing

表 1 模型材料力学参数

Tab. 1 Mechanical parameters of model materials

编号	计算指标 岩土名称	天然重度 γ /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	变形模量 E/MPa	泊松比 μ	有效应力强度指标	
					粘聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$
1	碎石土	21.59	56	0.265	17.5	21.8
2	强风化砂泥岩	23.62	120	0.242	30.3	26.2
3	中风化花岗岩	24.12	2 800	0.230	2 000	46.2
4	微风化花岗岩	25.81	10 000	0.210	4 600	52.8

2.3.2 地震波选取

工程所在地缺少实测地震波,本次模拟采用 Midas GTS 基于随机震动理论,人工合成该地区地震波。首先,通过该工程勘察报告和《中国地震动参数区划图》^[8],确定该场地的地震波反应谱,各参数见表 2。然后,根据反应谱的幅值、峰值时间等条件,合成若干地震波反应谱。最后,选取与场地谱较为吻合的合成谱所对应的地震加速度时程曲线,即为考虑场地地质条件合成的人工地震波。为安全考虑,合成波持时 20 s,峰值加速度为 1.935 m/s^2 。场地谱与合成谱见图 2,滤波和矫正后合成地震波如图 3。

表 2 场地地震波反应谱参数

Tab. 2 Site seismic wave response spectrum parameters

参数	取值	参数	取值
场地类别	Ⅱ类	特征周期/s	0.4
设防烈度	8	阻尼比	0.05
动峰值加速度/g	0.2		

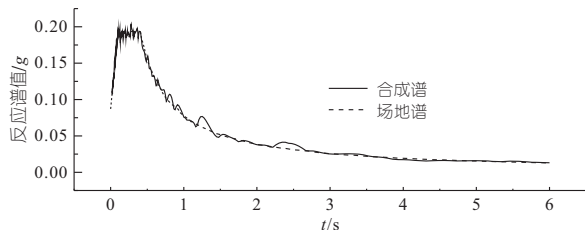


图 2 合成谱与场地谱对比图

Fig. 2 Synthetic versus site spectra

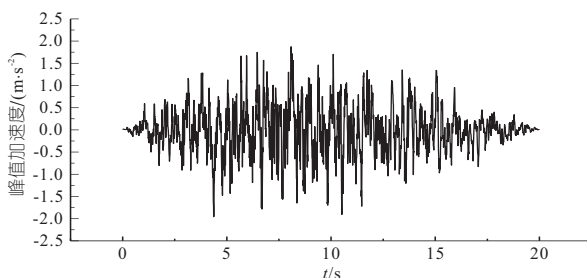


图 3 合成地震波时程曲线

Fig. 3 Synthetic seismic wave time curve

2.3.3 边界条件设定

静力边界为底部固定,四周限制速度为零约束。动力边界采用自由场边界,且底部无需施加静态边界条件。竖直方向和沿洞轴线方向的动力荷载,通过 Table 函数加速度曲线施加,竖直方向为洞轴线的 2/3 倍,阻尼选择瑞利阻尼。

2.4 支护方案

原地面线放坡开挖后坡度大大增加,对比类似工程支护方案,本工程上部土质坡体,采用砂浆锚杆加框格梁的被动支护方案;下部岩质坡体,采用预应力锚杆加挂网混凝土面层的主动支护方案。该综合方案,虽然在防止土质坡体发生局部剪切破坏和保证坡体整体稳定方面有优势,但为确保洞室道路安全,在关键节点布设两个测点,监测施工后位移。支护设计及测点布设见图 4,结构单元参数见表 3。

3 洞口段边坡支护效果分析

3.1 支护前、后各云图效果对比

原地面线放坡开挖后,经计算稳定性为 1.140,不满足规范^[7]中安全等级为Ⅱ级、永久边坡安全系数须大于 1.25 的规定,所以支护结构的施加十分必要。

分析支护前、后总位移云图(图 5(a)、(b)),

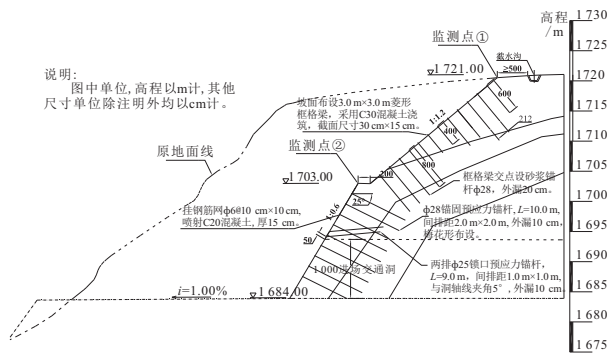


图4 支护设计及测点布设图

Fig. 4 Support design and measurement point layout

表3 结构单元参数

Tab. 3 Structural unit parameters

参数	取值			
	砂浆锚杆	预应力锚杆	桁格梁	挂网混凝土面层
重度 $\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	78.5	78.5	24.5	25.0
截面积 $A / 10^{-4} \text{m}^2$	8.04	6.16	2.25×10^2	
弹性模量 E / Pa	1.0×10^{10}	2.0×10^{10}	2.8×10^{10}	3.0×10^{10}
屈服强度 $/ \text{Pa}$	1.2×10^5	3.1×10^5		
粘聚力 c_g / kPa	1.0×10^6	1.0×10^7		
摩擦角 $\varphi_g / (^\circ)$	35.0	35.0		
水泥刚度 k_g / Pa	1.0×10^6	2.0×10^7		
水泥浆外围周长 $/ \text{m}$	0.105	0.879		
泊松比 μ			0.25	0.30
厚度 t / m				0.15
z 轴惯性矩 I_z			2.5×10^{-3}	
y 轴惯性矩 I_y			1.6×10^{-3}	
极惯性矩 J			2.5×10^{-3}	

未支护时坡顶土质边坡有单独滑出的危险，最大位移也出现在此处为 48.36 mm；支护后位移最大处由土质边坡滑移面底部变为岩土质边坡顶部，最大位移变为 7.29 mm，降幅达 41.07 mm，说明上部桁格梁加全粘粘结锚杆的方案可有效限制土质坡体滑动。

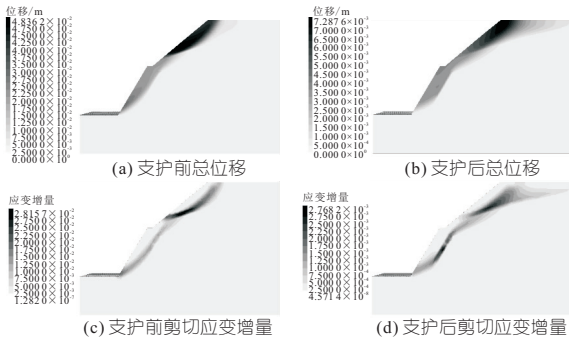


图5 支护前、后各变量云图

Fig. 5 Slice clouds of each variable before and after support

分析支护前、后应变增量云图(图5(c)、(d)),支护前剪切应变增量最大值(2.82×10^{-2})出现在土质边坡坡脚,应变增量沿切线方向形成明显通路,有沿坡面“剪出”的风险;支护后应变增量最大值(2.77×10^{-3})有效降低,且出现位置由土质边坡坡脚变为下部岩质坡体中部,坡表转为

坡内。说明综合治理措施的施加,土质和岩质边坡承受的部分剪切应力,由坡体锚杆承担。“剪出口”不再明显,滑移也由表层转变为深层,证明该支护措施布设效果较好。

支护后稳定系数从 1.140 增大至 1.473,增幅为 29.2%,稳定性得到有效提高,满足了规范[7]要求。

3.2 支护后监测和模拟结果对比

支护后监测点的现场监测和数值模拟结果见图6。由图6可知,2个监测点位移均随时间变化迅速增大,达到某个“稳定值”后,位移随时间变化不大。监测点1、2的实测“稳定值”分别为 6.32、3.24 mm,两者相差较大,结合现场分析,其原因是测点2位于岩质坡坡顶,而测点1在土质坡坡顶,虽均受临空面影响,但岩质坡体变形要小。观察实测数据和数值模拟结果,两者的曲线相似,且“稳定值”相差不大,证明本次数值模拟的合理性。

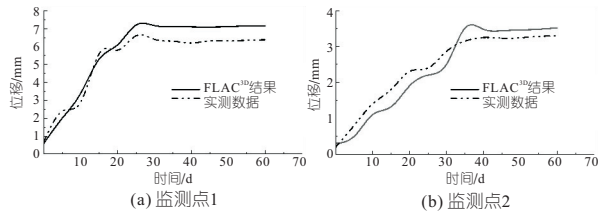


图6 支护后监测点随时间变化图

Fig. 6 Monitoring points over time after shoring

4 动力响应分析

洞口段边坡支护后,对洞室边开挖、边衬砌。衬砌采用 FLAC^{3D} 内置的 liner 衬砌结构单元 ($E=25 \text{ GPa}, \mu=0.24, t=0.2 \text{ m}, \gamma=24.5 \text{ kN/m}^3$) 模拟。

4.1 隧洞坡面方向动力响应分析

提取无支护、有支护、有支护有隧洞开挖三种工况的坡面加速和位移增量见图7。由图7(a)可知,三种工况下坡面加速度曲线以马道为界,两边均呈现出先增大后减小的趋势,在马道位置有一

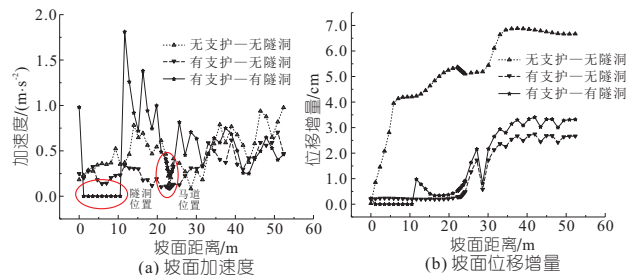


图7 各工况坡面加速度及位移增量变化曲线

Fig. 7 Variation curves of slope acceleration and displacement increments for each working condition

个显著降低的“V”型。分析无隧洞开挖有支护和无支护加速度曲线,马道之下施加有支护的坡面加速度得到有效降低;马道之上两者则持有相同的增大降低趋势,但有支护的加速度曲线始终在无支护加速度曲线下方。这表明岩质边坡上、下部所施加的支护措施有效降低了边坡动力响应,但岩质边坡施加的预应力锚杆加挂网混凝土面层的支护措施效果更佳。对比有支护有隧洞开挖的加速度曲线,隧洞的存在会明显放大洞口周围的加速度,马道的设置则可限制下部较大加速度向上传递,且发现在上部土质边坡的加速度值介于无隧洞开挖有支护和无隧洞开挖无支护的上部土质边坡的加速度值之间,说明边坡工程中合理的马道布设可减少加速度叠加,同时洞室对 3 倍洞径外坡面加速度的放大效应影响有限。

由图 7(b)可知,无支护无隧洞工况沿坡面方向的位移增量明显大于其他工况下的位移增量,且在岩质边坡坡脚($X=0$ m)和土质边坡坡脚($X=30$ m)处的位移增量增幅较大,说明在进行边坡抗震支护时应重点考虑此位置。对比有、无支护时位移增量曲线,有支护时位移增量明显小于无支护时位移增量,且岩质边坡处的位移增量明显小于土质边坡处的位移增量,说明岩质边坡的支护效果较好。对比有支护有隧洞开挖和有支护无隧洞开挖位移增量曲线,前者在洞口上侧位置增量较大,两者在其他位置相差不大,这是因为衬砌结构刚度较大变形较小,只有洞室开挖产生的临空面和动力放大效应对位移增量的影响。

4.2 隧洞轴线方向动力响应分析

提取隧洞拱顶轴线方向加速度和位移增量见图 8。由图 8(a)可知,有隧洞开挖的加速度曲线较其他两者在隧洞拱顶轴线方向存在明显放大效应,曲线经历“减小—迅速增加—持平—迅速减小”的趋势,其减小原因在于洞顶锁口锚杆的施加降低了洞口顶端的动力响应,其后曲线的变化属于洞室开挖后对衬砌加速度响应的影响。对比无

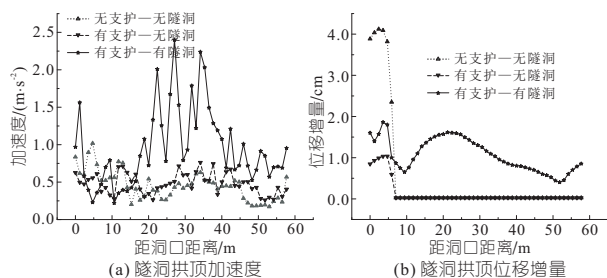


图 8 各工况洞轴线拱顶加速度及位移增量变化曲线

Fig. 8 Variation curves of acceleration and displacement increments of the cavern axis in each working condition

隧洞开挖有支护和无隧洞开挖无支护的加速度曲线,两者在距洞口 7.2 m 之前,有支护的加速度曲线在无支护加速度曲线下方,其后两者相互交叉延伸,同样证明支护措施抑制了轴线的加速度响应,但影响范围有限。单独观察无支护无隧洞开挖加速度曲线,发现距洞口距离越近加速度值较大,这表明地震波在传播过程中,坡表的动力响应更明显。

由图 8(b)可知,有支护有隧洞开挖的位移增量曲线,经历“微弱增大—减小—迅速增大—缓慢减小—再增大”的过程,且洞口段的位移增量介于其他两工况之间,其后均大于两者。其原因为由于距洞口较近,受预应力锚杆约束,洞顶位移增量有一定程度降低,其后由于洞室开挖后产生的空腔,在强震荷载下位移沿洞轴线存在放大效应,随洞口越远放大效应逐渐减小,位移增量则随之降低,但均比无隧洞工况时大,最后的增大则是由于临空面和边界所致。对比无隧洞有支护和无隧洞无支护的位移增量曲线,两者在距洞口 7.2 m 之前,无支护的曲线明显在有支护曲线上方,说明预应力锚杆的布设可较好限制位移,也间接说明 10 m 长度锚杆的布设较合理。

另外,通过图 8(a)曲线还可得出此隧洞进深方向的抗震设防长度。隧洞轴线拱顶衬砌加速度随洞口距离“迅速增加—持平—再迅速减小”的区间,被称作衬砌加速度在洞室作用下的放大区。若取加速度持平末端,即放大效应开始减弱位置,距洞口的距离为 34.2 m;若取迅速减小段的最小值处,即放大效应最弱位置,则为 48.3 m。所以在该工程施工时进深方向抗震设防长度建议取 34.2~48.3 m 即 3.4~4.8 倍洞径之间。

5 结论

a. 综合治理方案施加后,坡体位移明显减小,剪切应变增量得到有效抑制,稳定性显著提高。

b. 支护措施的施加,会限制坡面和轴线的加速度和位移增量,且洞室开挖后对加速度的限制更明显;洞室的存在会使洞口段坡面和轴线的加速度和位移增量明显放大,但对 3 倍洞径外的坡面加速度影响不大。

c. 抗震方面,马道布设十分重要,该类工程进深设防长度取 3.4~4.8 倍洞径较好。

参考文献:

[1] 李林昊. 地震作用下边坡加固锚索动力响应规律研究[D]. 北京:中国水利水电科学研究院,2018.

所提方法的有效性。

参考文献:

[1] 张金凤,郭洁,李可伦,等. 特高压无间隙金属氧化物避雷器均压电容柱电位分布研究[J]. 高压电器, 2018,54(1):170-175.

[2] Y HAN,Z LI,H ZHENG, et al. A decomposition method for the total leakage current of MOA based on multiple linear regression[J]. IEEE transactions on power delivery,2016,33(4):1422-1428.

[3] 赵伟静,王红瑞,丁小萌,等. 基于聚类与主成分分析的城市节水型社会建设差异性分析[J]. 水电能源科学,2020,38(2):56-60.

[4] 彭红霞,文艳,王磊,等. 基于两层知识架构的电力设备差异化运维技术[J]. 高压电器,2019,55(7):221-226.

[5] 李亚锦,刘英男,于大洋. 基于小样本及贝叶斯推理的避雷器缺陷分类技术[J]. 电工电能新技术,2021,40(11):56-63.

[6] 段志昌,王建有,王特,等. 基于贝叶斯网络的水面蒸发评估模型研究[J]. 水电能源科学,2021,39(3):1-4.

[7] 张古尧,马爱清. 基于随机失活 LSTM 网络的避雷器阻性电流预测方法[J]. 水电能源科学,2020,38(10):159-162,98.

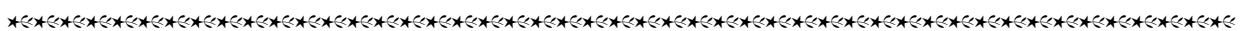
Arrester Defect Diagnosis Based on Bayesian Network

TIAN Yu-xin , FAN You-ping

(School of Electrical and Automation, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: In practical engineering, there are few samples of arrester failures, and it is difficult for intelligent algorithms such as neural networks to make accurate judgments. To this end, a fault diagnosis method of arrester based on Bayesian network was proposed. Firstly, the principal component analysis was used to extract 21 characteristic parameters that affect the operation of arrester. And then the extracted characteristic parameters was chosen to establish two-layer information architecture defect diagnosis model. The classification probability of different categories was calculated according to the existing real-time data. If the first classification result indicated that the arrester is abnormal, new detection evidence was added for the second diagnosis. Finally, 6 arresters under the same voltage level in a certain area were selected to analyze and verify the validity and correctness of the proposed method.

Key words: Zinc oxide arrester; multi-dimensional analysis; principal component analysis; Bayesian network; defect diagnosis



(上接第 115 页)

[2] 王大伟,沈鹏. 高速公路改扩建工程路堑高边坡支护机理与效果[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2017,37(3):39-46.

[3] 秦凤艳,杨富莲,刘洪波,等. 常见边坡支护形式的地震稳定性对比分析[J]. 地震工程学报,2017,39(3):460-466.

[4] 艾胜军,梁庆国,赵涛,等. 黄土隧道洞口段坡—隧系统地震动力响应振动台试验研究[J]. 地震工程与工程振动,2020,40(6):168-177.

[5] 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.

[6] 江卫华,熊峰,刘乳燕,等. 强度折减法在三维有限元边坡稳定分析中的应用[J]. 水电能源科学,2018,36(3):145-149.

[7] 中华人民共和国水利部. 水利水电工程边坡设计规范: SL386-2007[S]. 北京:中国水利水电出版社,2007.

[8] 全国地震标准化技术委员会. 中国地震动参数区划图:GB18306-2015 [S]. 北京:中国标准出版社,2016.

Analysis of Slope Support Effect and Seismic Resistance of Tunnel Opening Section of Hami Pumped Storage Power Station in Northwest China

ZHANG Yan-fei¹, REN Jian-min¹, YIN Kun², XIANG Jun-long²

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, China; 2. Sinohydro Bureau 5 Co., LTD., Chengdu 610066, China)

Abstract: In order to analyze the dynamic response law of geotechnical slope, support and cavity structure under strong earthquake, taking a cavity section project in northwest China as an example, this paper firstly proposed a comprehensive management plan and then analyzed the management effect by combining field monitoring and FLAC^{3D} numerical simulation. Finally, the effect of support structure and cavern chamber on the dynamic response of rocky soil slope was analyzed under strong seismic load, and some suggestions for seismic protection of cavern section were discussed. The results show that after the treatment, the stability coefficient increases from 1.140 to 1.473, an increase of 29.2%; The imposition of the support structure effectively reduces the acceleration and displacement of the slope and cave roof axis; The presence of the cave chamber has a greater impact on the cave axis compared with the impact of the slope dynamic amplification effect; By analyzing the acceleration of the slope and the tunnel axis vault lining, the maddle is very important for the slope seismic resistance. It is suggested that the seismic protection length of the project should take the range of 3.4 and 4.8 times the diameter of the cave.

Key words: cave section; geotechnical slopes; prestressed anchors; dynamic response; seismic protection length