

张卢明,岳建国,张建经,等.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[J].地震工程学报,2020,42(3): 742-750.doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2020.03.742

ZHANG Luming, YUE Jianguo, ZHANG Jianjing, et al. Seismic Behavior of the Composite Retaining Structures in Case of Nuclear Power Plants in High Soft-Rock Slopes under Strong Earthquakes[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2020, 42(3): 742-750.doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2020.03.742

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

张卢明¹, 岳建国¹, 张建经², 王首智¹, 朱 丹¹

(1. 核工业西南勘察设计研究院有限公司, 四川 成都 610061;

2. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要: 在综述国内核电厂高边坡案例研究进展的基础上,以某核电厂含泥化夹层顺层软岩高边坡为例,探讨应用多种方法综合分析其在地震作用下的动态放大效应、抗震性能和加固效果的分析思路。首先,基于典型二维计算剖面,采用拟静力法对边坡进行初步加固设计;然后,基于振动台试验和数值计算,研究边坡动态放大效应、支挡结构的动力响应和抗震性能,探讨边坡抗震参数优化取值。研究表明:(1)原位边坡坡面的加速度放大系数随高度增加而增大,且泥化夹层饱水后的放大系数要大于饱水前,水平向最大值为1.90;(2)加固后边坡动态放大系数显著降低,水平最大放大系数为1.31,垂直向基本为1.0,锚索抗滑桩以下边坡基本不存在放大效应,说明软岩高边坡采用锚索抗滑桩和锚索框架抗震性能较好;(3) $PGA=0.21g$ 时,边坡整体抗震性能较好,仅最顶部锚杆和中部锚索受力超过设计锚固力,分别超过设计值的20%和5%,适当加强即可;(4)数值计算得到的加速度放大系数分布规律与振动台试验结果较为一致,且两者得到的坡顶加速度放大系数也十分接近。研究成果可为核电厂软岩高陡边坡抗震安全评价和工程设计提供技术支持。

关键词: 核电厂; 泥化夹层; 软岩高边坡; 振动台试验; 动态放大效应; 动力响应; 抗震性能

中图分类号: P642

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2020)03-0742-09

DOI: 10.3969/j.issn.1000-0844.2020.03.742

Seismic Behavior of the Composite Retaining Structures in Case of Nuclear Power Plants in High Soft-Rock Slopes under Strong Earthquakes

ZHANG Luming¹, YUE Jianguo¹, ZHANG Jianjing², WANG Shouzhi¹, ZHU Dan¹

(1. Nuclear Industry Southwest Survey & Design Institute Co., Ltd., Chengdu 610061, Sichuan, China;

2. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, Sichuan, China)

Abstract: Based on the progress of the case study conducted on high slopes of domestic nuclear

收稿日期: 2019-05-06

基金项目: 国防科工局科研项目(科工二司[2015]548号); 国防基础科研项目(咨国防[2017]1790号)

第一作者简介: 张卢明(1982—),男,硕士,高级工程师,主要从事岩土工程实践及研究方面的工作。

E-mail: zhangluming666@163.com.

power plants, a high soft-rock slope that interacts with clay in a nuclear power plant has been selected as an example in this study to comprehensively analyze the dynamic amplification effect, seismic performance, and reinforcement effect under earthquake action using various methods. Initially, we use a pseudo-static method to obtain a preliminary reinforcement design of the slope. Next, we analyze the dynamic amplification effect of the slope as well as the dynamic response and seismic performance of the retaining structures based on the shaking table test and numerical calculation results. Furthermore, we discuss the optimization value of the seismic parameters of the slope. The research results denote that (1) the acceleration amplification factor of the in situ slope increases with an increase in height, the magnification factor of mudded intercalation after saturation is greater than that before saturation, and the maximum value of the factor in the horizontal direction is 1.90; (2) the dynamic amplification factor significantly decreases after reinforcement, and the maximum factor in the horizontal direction is 1.31, whereas the maximum factor in the vertical direction is 1.0 (note: no amplification effect in the slope below the anti-slide pile with the anchor cable indicates that the seismic performance of high soft-rock slope is good when using an anti-slide pile with an anchor cable and the anchor-cable framework); (3) the overall seismic performance of the slope is good for $PGA = 0.21g$, and only the force value of the anchor cables at the top and middle parts of the slope exceed the design value by up to 20% and 5%, respectively; and (4) the acceleration amplification factor distribution obtained via numerical calculations is in good agreement with the shaking table test results. Furthermore, the acceleration amplification factors obtained by the two methods are very close. The research results can provide technical support to conduct seismic safety evaluation and obtain engineering design for high and steep soft-rock slopes in case of nuclear power plants.

Keywords: nuclear power plant; mudded intercalation; high soft-rock slope; shaking table test; dynamic amplification effect; dynamic response; seismic performance

0 引言

目前核电厂边坡设计规范尚未问世,其设计主要参考《核电厂抗震设计规范(GB50627-97)》,依靠地区工程经验较多^[1]。

拟静力法中地震影响系数是计算地震力的一个重要参数。众所周知,水平地震系数 K_h ,相当于地震峰值加速度 α_h 与重力加速度 g 的比值;地震影响系数则等于地震系数 K_h 与动态放大系数(或称为动态分布系数) $\beta(T)$ 的乘积。目前各行业边坡设计规范给出的地震影响系数定义不同,取值根据各自经验,关于核电厂岩质边坡地震影响系数的研究成果较少^[2-6]。《核电厂抗震设计规范》仅给出了水平地震系数取值(0.3),数值要比《建筑边坡工程技术规范》中 9 级地震的水平地震系数取值大 3 倍之多,而对动态放大系数没有说明。参考各行业相关规范,动态放大系数取值范围在 1.0~2.28 间,且没有统一的认识。实际强震发生很少,要取得大量监测资料很困难。而通过大型振动台试验模拟强震作用下边坡的动力响应规律来确定其动态放大系数不

失为一条有效的研究途径。

目前国内内陆核电站建设加快,核电厂边坡也逐渐向复杂超高边坡发展,核电厂高边坡抗震稳定性的深入研究已迫在眉睫。核电厂边坡强调抗震验算,验算过程不划分设计工况,安全系数统一取 1.5^[7]。因此,如果按照《核电厂抗震设计规范》中的地震系数取值为 1.5 的安全系数,则边坡设计明显偏于保守,采用常规的静力分析方法已经不能满足当前核电厂高边坡抗震稳定性的需要,更不能用于评价边坡加固后的抗震性能和指导边坡的优化设计。

目前,国内采用大型振动台试验对岩质边坡开展动力响应的研究尚不多见^[8-12]。本文以大型振动台试验和有限元法为基础,通过输入不同的地震波,研究边坡动态放大效应规律,研究通过按其他行业规范设计后边坡支挡结构的抗震动力响应特性,用于评价该方法在核电厂边坡中的适用性,并用于指导边坡的抗震加固设计。本文的研究成果对核电厂软岩高边坡的抗震安全评价以及加固设计具有一定的理论和实践意义。

1 核电厂高边坡研究进展

关于核电厂边坡抗震稳定性验算方法,规范^[7]规定可依次按滑动面法、静力有限单元法或动力有限单元法进行。勘测规定^[13]对于大型、复杂条件边坡,以有限元法、动力模型试验法等方法进行动力稳定评价。

目前核电厂边坡稳定性特别是抗震稳定性研究文献还不多见,抗震验算方法一般以赤平投影法、工程地质类比法和刚体极限平衡法为主,个别采用了静态有限元法、三维有限元法,而动力模型试验法用于边坡抗震加固设计中还尚未见到^[14-20]。

2 高边坡基本特征及加固方案

2.1 高边坡基本特征

XXX 工程厂址高边坡位于 XXX 院 1# 基地,边坡坡脚即为 XXX 工程厂址,为极重要的核设施,边坡工程安全等级为一级。

边坡为顺层节理软岩高边坡,坡高 30~40 m。边坡长约 400 m,坡度 25°~75°。边坡坡脚距离厂房的最小距离均小于 50 m,该边坡与核电厂相关,应按与核电厂相关的斜坡进行抗震稳定性验算。根据中国地震局地球物理研究所《XX 工程地震安全性评价报告》,厂址极限安全地震 SL-2 级设计基准地面运动基岩水平向、竖向向峰值加速度值分别为 0.21g、0.20g。

边坡各坡段工程地质条件基本相似,主要由粉砂质泥岩及泥质粉砂岩(K_1g^{1-3} 、 K_1g^{1-2})互层组成(岩层顺倾,倾角约 10°),两者性质比较接近,风化程度全风化~微风化,以中风化为主。坡体夹有多层薄层软弱泥化夹层,呈软塑~流塑状,对边坡稳定不利。边坡区域断裂不发育,仅周边区域分布三条小区域性发震断裂构造带,距边坡 25~40 km。边坡岩体最为发育的是两组 X 型共轭剪节理。

受工程建设的影响,边坡中前部开挖较陡,局部近乎直立,受降雨和开挖影响,边坡顶部产生拉裂缝,边坡随时可能发生整体或者局部失稳。

2.2 高边坡初步加固方案

综上所述,本边坡加固借鉴水电边坡经验和上述文献按拟静力法进行设计,动态放大系数取 2.0,则水平地震系数为 0.105,仅相当于核电厂抗震设计规范中地震系数的 1/3。

顺层边坡破坏模式以沿着软弱夹层顺层滑动为主,考虑到边坡软弱夹层较多,有可能浅层和深层滑

动,深层滑动下滑力较大,经多方案比选和分析论证,决定采用锚索抗滑桩加锚索(杆)框架梁的方案。根据场平标高和厂区界限范围,依据相关规范进行设计计算。坡脚设置锚索抗滑桩,桩长 17 m,其中悬臂段长 8 m,桩截面 1.8 m×2.6 m,桩间距 5 m;每级坡高 8 m,坡率 1:1.0~1:1.25,平台宽 2~3 m;桩顶设置 1 排锚索,锚索采用 5Φ15.2 mm 钢绞线,总长 23 m,锚固段长 6 m,设计锚固力 650 kN,锚索间距 5 m;1~2 级边坡坡面共设置 6 排锚索,锚索采用 4Φ15.2 mm 钢绞线,总长 12~28 m,锚固段长 5 m,设计锚固力 470 kN,锚索横向间距 3 m;3~4 级边坡坡面设置 5 排系统锚杆,锚杆采用 1Φ32 mm HRB400 螺纹钢,锚杆长 8~9 m,设计拉力 180 kN,横向间距 3 m。典型顺层边坡加固详见图 1。

3 高边坡振动台试验和数值分析

3.1 振动台概况

试验在中国核动力研究设计院的大型 6 自由度高性能地震模拟试验台上进行。振动台台面尺寸 6 m×6 m,最大负载 600 kN,水平向最大位移为 ±150 mm,垂向最大位移为 ±100 mm;满载时水平向最大加速度为 1.0g,垂向为 0.8g,空载时水平向最大加速度为 3g,垂向为 2.6g,频率范围为 0.1~80 Hz。该试验系统具有国际先进的数控系统,同步进行的数据采集系统和在线分析系统。

3.2 试验模型及测点布置

模型试验的控制量为几何尺寸、密度和加速度,根据试验条件和工程情况,相似比为 1:20,密度和加速度相似比为 1,可得到边坡试验其他物理量的相似比为:弹性模量为 20,位移为 20,频率为 0.224,内摩擦角为 1,黏聚力为 20,时间为 4.47 s。

拟研究边坡的原型为灌口组泥岩和粉砂岩互层,均属于软岩,基于已有的研究经验,本试验将采用以下的材料配比:重晶石:砂子:石膏:水=1:0.2:1:0.2 的比例共制作 1 500 个尺寸分别为 5 cm×10 cm×10 cm 和 10 cm×20 cm×20 cm 的模块。模具中的材料放置 8~12 h 脱模,这样能保证模块基本上保持原状,24 h 后将先前制好的模块搬至室外,在阳光下彻底脱水固结,达到较高的强度,制作好的预制块在干燥、通风良好的房间放置 1 周,再砌筑振动试验边坡模型。

泥化层的模拟将根据边坡泥化夹层物理力学参数。试验进行前在室内开展一系列的实验,确定试验中的泥化夹层重塑水泥比,在试验现场根据室内实验

确定的重塑水泥比现场重塑制作泥化夹层。现场勘察表明泥化层的厚度在 20~30 cm,根据相似比折算后试验中模拟的泥化层的厚度为 1.0~1.5 cm。

加固前原位边坡模型试验中拟采用的试验模型及传感器布置如下图 2 所示。其中红色粗线条代表

泥化层,图中各尺寸标注单位无特别说明均为 cm。以下各图中 J 表示激光位移计,A 表示三向加速度传感器,L 代表拉力传感器,S-A 表示单向加速度传感器,# 及 JA 表示差动式位移计。所有传感器沿模型边坡中轴线布设,边坡内部采用预埋式。

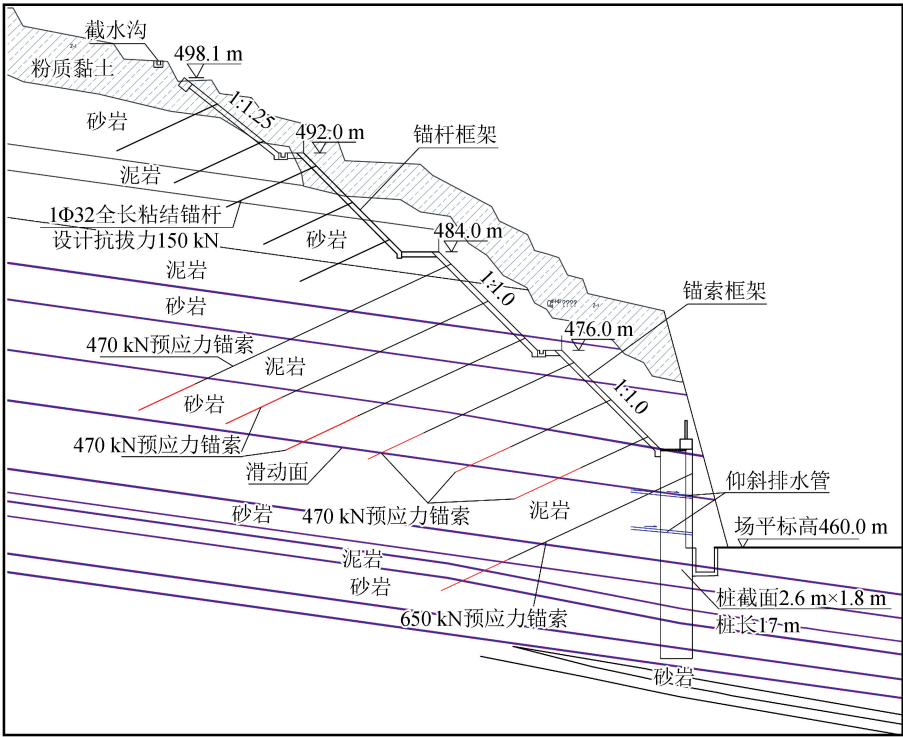


图 1 顺层边坡加固典型剖面图

Fig.1 Typical section of bedding slope reinforcement

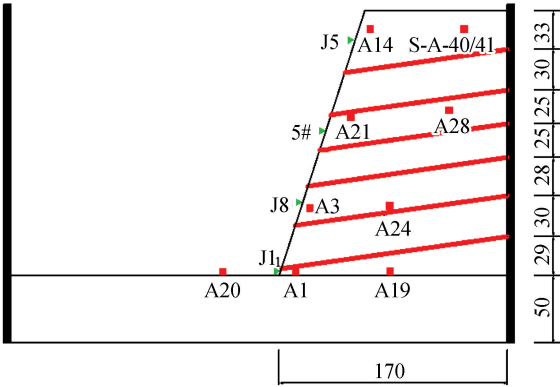


图 2 原位边坡模型及传感器布置图

Fig.2 In-situ slope model and sensor layout

加固模型试验中根据结构的抗弯刚度的相似比关系,抗滑桩和格构框架均采用木条模拟。预应力锚索采用尺寸为 12 mm×3 mm(宽×厚)的 Q235 钢片模拟,锚杆采用螺杆,倾角 25°,锚索自由段以及锚固段长度根据设计资料确定,通过拉力传感器来控制预应力的 大小及锚索(杆)轴力的变化。

图 3~4 为加固后顺层岩质边坡试验方案及传感器测点位置图,所有传感器沿模型边坡中轴线布设。该模型支护结构从下到上依次为预应力锚索桩板墙、框架锚索(杆),其内部含有 6 个软弱夹层。

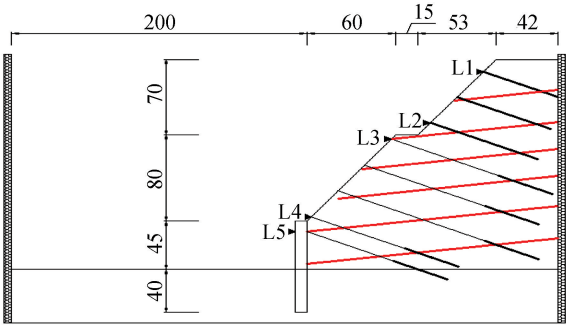


图 3 边坡试验方案及拉力传感器布置图

Fig.3 Test scheme of slope and layout of tension sensor

3.3 加载工况

本次试验共进行了泥化夹层天然和饱和后 2 个台次的试验,在水平方向和垂直方向施加了汶川地

震清平波(代号 QP)和 El Centro 波(代号 EI)2 种具有代表性的地震波,2 种地震波频谱特性差异较大,如图 5 和 6 所示。泥化夹层饱水前和饱水后均施加了峰值为 $0.21g$, $0.30g$ 的上述 2 种地震波,加载前均对模型进行幅值 $0.10g$ 的白噪声扫描。

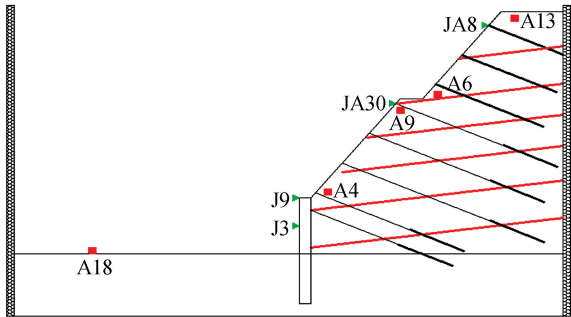


图 4 边坡加速度位移传感器布置图

Fig.4 Layout of acceleration displacement sensor for slope

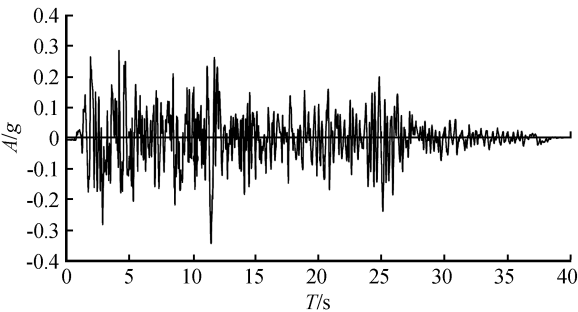


图 5 水平方向 El Centro 波加速度时程曲线

Fig.5 Acceleration time-history curves of El Centro seismic wave in horizontal direction

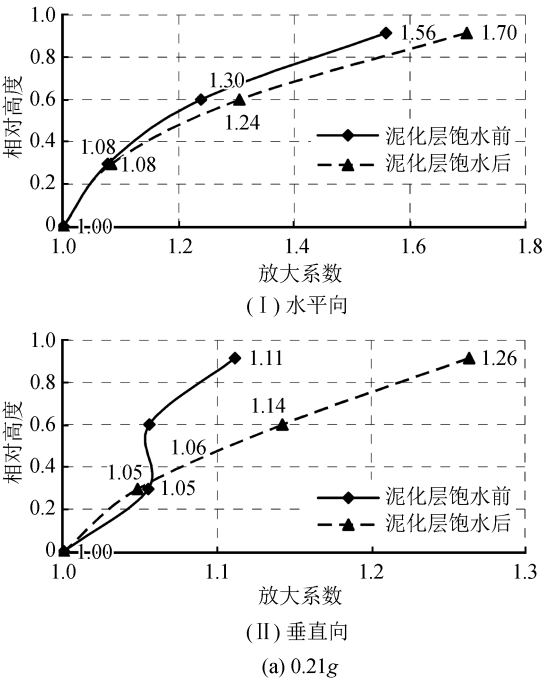


图 7 边坡坡面水平向加速度放大系数(传感器 A1、A3、A3、A21)

Fig.7 The horizontal acceleration amplification coefficient on slope surface(sensor A1、A3、A3、A21)

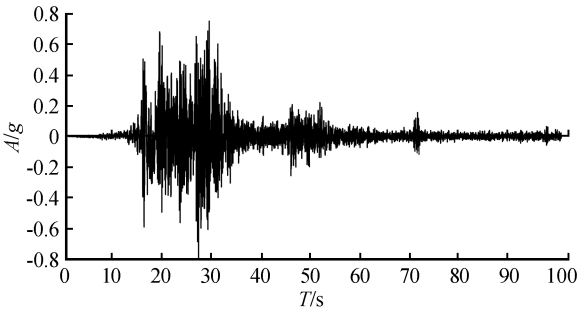


图 6 水平方向汶川地震波加速度时程曲线

Fig.6 Acceleration time-history curves of Wenchuan seismic wave in horizontal direction

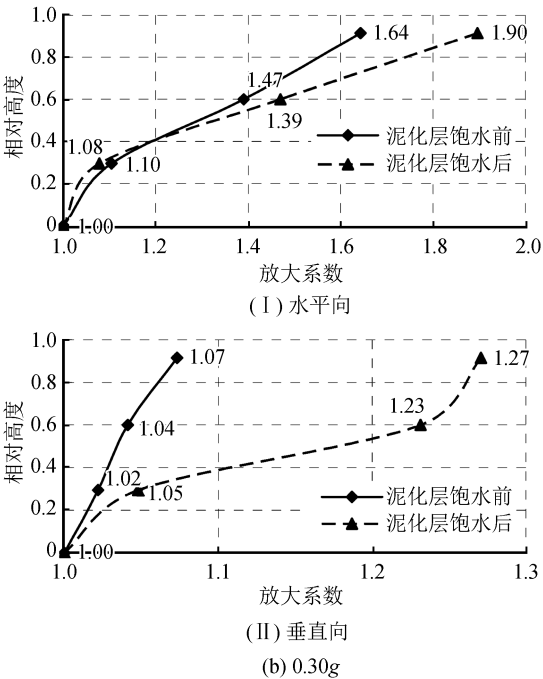
3.4 原位边坡加速度放大效应规律

输入汶川地震清平波时坡面加速度放大系数如图 7 所示。

从图 7 可以看出,随着边坡高度的增加,坡面的加速度放大系数不断增加,且坡脚的放大系数增长幅度稍大于坡面中上部的增长幅度。

在水平方向,泥化夹层饱水前坡面中上部(相对高度 ≥ 0.4)的加速度放大系数比泥化夹层饱水后的数值小。

同时可以看出, $0.21g$ 和 $0.3g$ 下坡顶(相对高度 0.915)处泥化夹层饱水后水平向放大系数分别为 1.70 和 1.90 ;而其下坡腰(相对高度 0.6)处泥化夹层饱水后水平向放大系数分别为 1.25 和 1.39 ; $0.21g$ 和 $0.3g$ 下坡顶(相对高度 0.915)处泥化夹层饱水后垂直方向上放大系数分别为 1.26 和 1.27 。



3.5 加固后高边坡加速度放大效应规律

输入汶川地震清平地地震波时加固后的加速度放大系数如图 8 所示。

从图 8 可以看出,在 $PGA=0.21g$ 汶川清平波作用下,边坡相对高度越高,则坡面上的水平向加速度放大系数则越大,最大放大系数为 1.31,坡面中上部增长较快而下部尤其是预应力锚索抗滑桩后其水平向加速度放大系数基本为 1,这主要是由于在预应力锚索抗滑桩加固作用下,边坡下部的整体性较强。

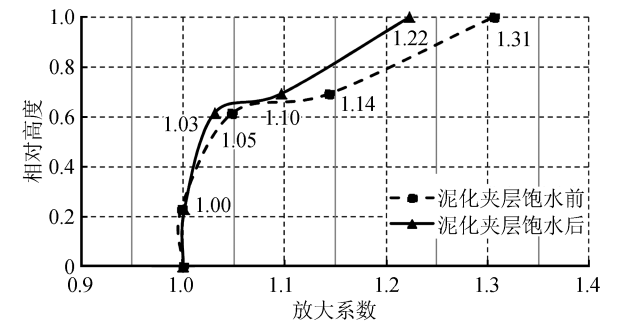


图 8 边坡坡面水平向加速度放大系数
Fig.8 The horizontal acceleration amplification coefficient on slope surface

而在垂直方向上,在输入地震波作用下其竖向向加速度放大系数较小,基本上为 1,说明设计方案有效地增强了边坡的整体稳定性(表 1)。

表 1 汶川地震清平地地震波及 EL Centro 波激振下
竖直向加速度放大系数

Table 1 Vertical acceleration amplification coefficient under Wenchuan and EL Centro seismic waves				
泥化夹层含水量	测点编号及相对高度		地震波类型及峰值加速度	
			EL-0.21	QP-0.21
饱和状态	A18	0.0	1.00	1.00
	A4	0.2	0.92	0.95
	A9	0.6	1.01	1.01
	A6	0.7	0.98	1.01
	A13	1	0.90	1.04

3.6 加固后预应力锚索(杆)轴力响应特性

振动台模型试验中在坡面中间部位的格构梁从上至下安装了 5 个拉力传感器,用于监测地震作用时锚杆(索)的受力情况。由设计方案知,边坡预应力锚索抗滑桩的锚索设计锚固力为 650 kN,预应力锚索框架地梁的锚索设计锚固力为 470 kN,锚杆的设计轴向抗拔力为 180 kN。

从图 9 可以看出,在汶川地震清平地地震波激振

下,拉筋轴力的最大值随着输入地震波 PGA 的增加而增大,泥化夹层饱水后拉筋轴力的最大值大于泥化夹层饱水前。在输入地震波 $PGA=0.21g$ 时,泥化夹层饱水后仅锚杆框架梁最顶部锚杆的最大轴力值超过设计锚固力,其超过量为设计抗拔力的 20%。

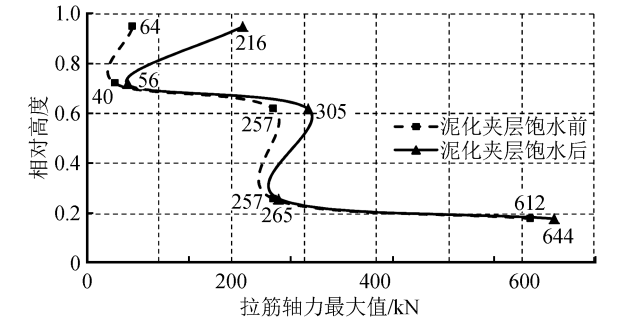


图 9 汶川地震清平地地震波激振时锚索(杆)轴力响应值
Fig.9 The response value of axial force of anchor cable under Wenchuan seismic wave

3.7 数值分析

3.7.1 原位边坡加速度放大系数数值分析验证

本文利用 $FLAC^{3D}$ 建立三维模型,对边坡进行数值模拟,对本文的振动台试验结果进行验证。

建立的计算模型如图 10 所示。

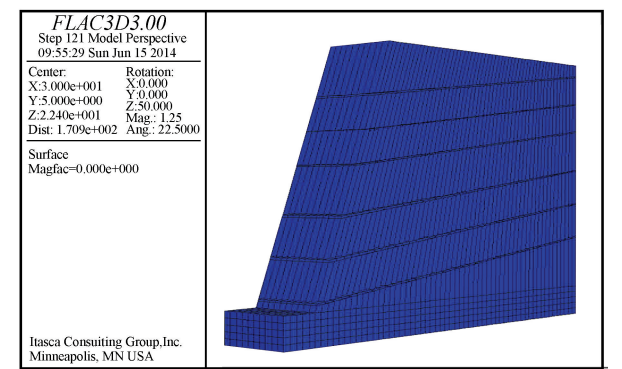


图 10 顺层边坡计算模型
Fig.10 Calculation model of bedding slope

模型中共模拟了 6 个泥化夹层,坡高为 40 m,为了节约计算时间,模型在纵向的厚度(y 方向)取为 10 m,边坡坡脚为 72° ,泥化夹层厚度为 0.2 m,泥化夹层倾角为 8° ,模型底部基座厚度为 5 m。边坡岩体和泥化夹层均采用摩尔-库伦模型,边坡岩体和泥化夹层的物理力学参数如表 2 所列。

表 2 物理力学参数
Table 2 Physico-mechanical parameters

	本构关系	体积模量	密度	黏聚力	内摩擦角	剪切强度
岩体	摩尔-库伦	$1e10$	2 400	2 000	35	6e6
泥化夹层	摩尔-库伦	$1e7$	1 900	1 000	15	100

动力计算过程中,在模型周围施加自由场边界,采用局部阻尼,阻尼系数为 0.314。

输入的地震波为汶川地震清平地震波,取强震段 30 s 水平 X 向和垂直 Z 向的速度时程作为模型的地震激励,输入地震波的幅值分别为 0.1g、0.21g

和 0.3g。以 0.1g 输入波为例,输入的汶川地震清平波速度时程如图 11 所示。

根据数值计算结果,可以得到边坡表面和边坡内部的加速度放大系数如表 3 所列。

从表3可以看出,随着相对高度的增加,坡面和

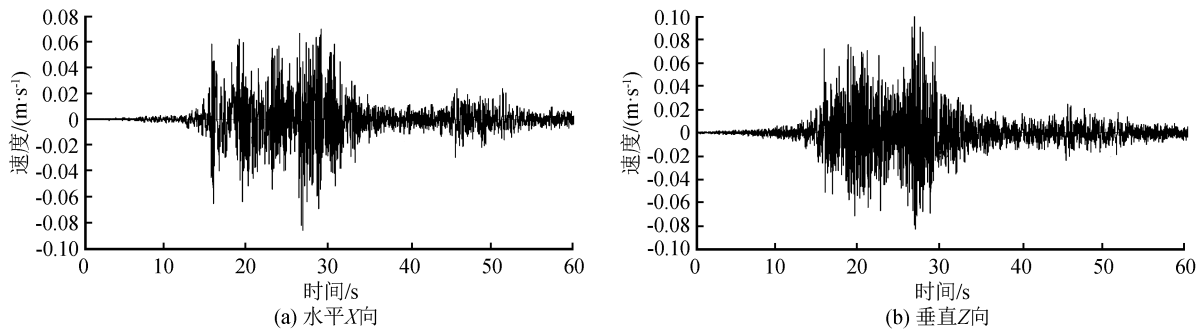


图 11 汶川地震清平波速度时程曲线

Fig.11 Acceleration time history of Qingping seismic wave

表 3 边坡表面及内部加速度放大系数

Table 3 Acceleration amplification coefficients of the surface and inside of slope							
位置	相对高程	QP-0.1g		QP-0.21g		QP-0.3g	
		水平方向	垂直方向	水平方向	垂直方向	水平方向	垂直方向
坡面	0.978	1.42	1.12	1.59	1.13	1.64	1.15
	0.789	1.31	1.08	1.38	1.09	1.44	1.11
	0.511	1.25	1.08	1.24	1.06	1.39	1.07
	0.156	1.04	1.05	1.08	1.05	1.10	1.05
	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
坡内	0.978	1.38	1.10	1.55	1.11	1.62	1.07
	0.789	1.30	1.08	1.35	1.08	1.42	1.06
	0.511	1.22	1.06	1.22	1.05	1.35	1.04
	0.156	1.03	1.04	1.06	1.02	1.10	1.01
	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

坡内的加速度放大系数均呈非线性的增长,坡面的加速度放大系数整体上大于坡内的加速度放大系数,水平向的加速度放大系数大于垂直向。数值计算得到的加速度放大系数分布规律与本文前述的振动台试验结果较为一致,且数值分析和振动台试验得到的坡顶加速度放大系数也十分接近,证明振动台试验结果是可信的。

3.7.2 边坡支挡结构锚索(杆)动力响应特性

本次数值分析采用有限元软件 Plaxis 进行计算,有限元计算模型如图 12 所示。在模型中设置了 Goodman 接触面模型来充分考虑了锚杆、锚索以及桩身与岩体之间的相互作用;格构梁用梁单元进行模拟;输入地震波为汶川波。

顺层岩质边坡支挡结构拉筋轴力的动力响应值如表 4 所列。

从表 4 可以看出,仅有边坡中部的预应力锚索

地震动力响应值超过其设计抗拔力,超过值最大约为设计锚固力的 5%。

考虑到核电厂边坡的极端重要性和长久安全性,对边坡中部段锚索进行适当加强,增强为 5Φ15.2 钢绞线,其他参数不变,设计拉力为 600 kN,强化边坡腰部保证边坡局部稳定。现场抗拔试验结果表明,顶

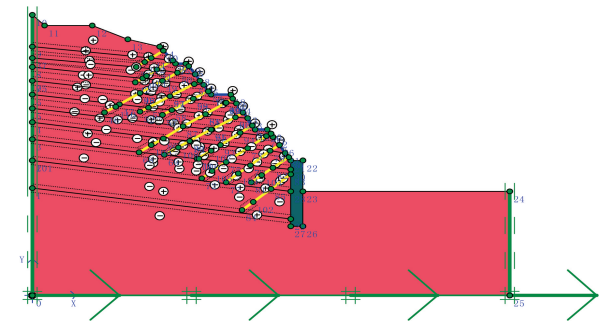


图 12 顺层边坡有限元计算模型

Fig.12 Finite element calculation model of bedding slope

表 4 顺层边坡锚索(杆)轴力动力响应值(单位:kN)

Table 4 Dynamic response value of axial force of anchor cable on bedding slope (unit: kN)

编号	设计 锚固力	0.1g		0.21g	
		轴力	安全评价	轴力	安全评价
1	180	101	安全	136	安全
2	180	113	安全	148	安全
3	180	236	安全	156	安全
4	180	217	安全	163	安全
5	180	238	安全	172	安全
6	470	268	安全	396	安全
7	470	378	安全	478	欠安全
8	470	356	安全	496	欠安全
9	470	317	安全	421	安全
10	470	307	安全	420	安全
11	470	325	安全	398	安全
12	650	498	安全	598	安全

部锚杆抗拔力可达到 250 kN,故可不进行加强。

4 结论与建议

(1) 泥化夹层饱水后的边坡按水利行业规范中的地震系数取值方法,通过振动台和数值分析验证在核电厂边坡中是可行的,加固后边坡整体抗震性能良好,工程监测也表明软岩高边坡整体稳定,如按《核电厂抗震设计规范》中的静力方法进行设计,则工程须增加投资约 3 000 万元。

(2) 此类型含泥化夹层软岩高边坡地震作用下动态放大系数水平方向上可取 1.5~2.0,垂直方向上可取 1.1~1.5。这与《核电厂抗震设计规范》(2012 修订送审稿)中建议的动态放大系数取值 1.5 较为吻合,也证明振动台模型试验法是可行的。

(3) 加固后边坡在地震作用下竖向加速度放大系数较小,说明现设计方案有效地增强了岩质边坡的整体稳定性。考虑到有限元计算结果和核电厂边坡的极端重要性和长久安全性,对边坡中部段锚索预应力进行适当加强。

(4) 拟静力法、大型振动台试验、数值分析和工程监测相结合的研究方法可克服目前核电厂抗震设计规范中抗震参数取值的局限性,该成套方法具有在核电厂高边坡进一步推广的价值,有关数据可在以后的核电厂抗震设计规范修订中作为参考。

该边坡自 2015 年竣工至今,经过三个雨季的考验和工程监测,边坡位移和支护结构应力指标均在规范和设计规定范围内,边坡加固效果良好。

参考文献(References)

[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): 431-436.
LI Chengliang, FENG Chun, LIU Xiaoyu. The Application Range of Pseudo-Static Method and the Calculation of Earthquake Force[J]. Journal of University of Jinan (Science and Technology), 2011, 25(4): 431-436.
[2] 中华人民共和国国家标准编写小组.建筑抗震设计规范:GB 50010-2010[S].北京 中国建筑工业出版社,2016.
The National Standards Compilation Group of People's Republic of China.Code for Seismic Design of Buildings: GB 50010-2016[S].Beijing:China Architecture & Building Press,2013.
[3] 中华人民共和国行业标准编写小组.水电工程水工建筑物抗震设计规范:NB 35047-2015[S].北京 中国电力出版社,2015.
The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China.Code for Seismic Design of Hydraulic Structures of Hydropower Project: NB 35047-2015[S].Beijing:China Electric Power Press,2015.
[4] 中华人民共和国行业标准编写小组.水利水电工程边坡设计规范:SL 386-2007[S].北京 中国水利水电出版社,2007.
The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China.Design Code for Engineered Slopes in Water Resources and Hydropower Projects :SL 386-2007[S].Beijing: China Water & Power Press,2007.
[5] 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 50030-2013[S].北京 中国建筑工业出版社,2013.
The National Standards Compilation Group of People's Republic of China.Technical Code for Building Slope Engineering :GB 50030-2013[S].Beijing:China Architecture & Building Press, 2013.
[6] 中华人民共和国国家标准编写小组.抗震设计规范:GB 50267-97[S].北京 中国计划出版社,1998.
The National Standards Compilation Group of People's Republic of China.Code for Seismic Design of Nuclear Power Plants: GB 50267-97[S].Beijing:Chinese Plan Press,1998.
[7] 中华人民共和国国家标准编写小组.岩土工程勘察规范:GB 51041-2014[S].北京 中国计划出版社,2014
The National Standards Compilation Group of People's Republic of China.Code for Geotechnical Investigation of Nuclear Power Plants: GB 51041-2014[S].Beijing:Chinese Plan Press, 2014.
[8] 董金玉,杨国香,伍法权,等.地震作用下顺层岩质边坡动力响应和破坏模式大型振动台试验研究[J].岩土力学,2011,32(10):2977-2988.
DONG Jinyu, YANG Guoxiang, WU Faquan, et al. The Large-scale Shaking Table Test Study of Dynamic Response and Failure Mode of Bedding Rock Slope under Earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(10): 2977-2988.
[9] 于龙.含软弱夹层顺层岩质边坡地震响应与变形破坏机理研究[D].哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所,2010.
YU Long.Study on Seismic Response and Deformation Failure Mechanism of Bedding Rock Slopes within Weak Interlayer [D].Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earth-

- quake Administration, 2010.
- [10] 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.
ZHENG Yingren, YE Hailin, HUANG Runqiu. Analysis and Discussion of Failure Mechanism and Fracture Surface of Slope under Earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(8): 1714-1723.
- [11] 刘汉香, 许强, 徐鸿彪, 等. 斜坡动力变形破坏特征的振动台模型试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(增刊 2): 334-339.
LIU Hanxiang, XU Qiang, XU Hongbiao, et al. Shaking Table Model Test on Slope Dynamic Deformation and Failure[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(Supp2): 334-339.
- [12] 范刚, 张建经, 付晓. 含泥化夹层反倾岩质边坡动力响应的大型振动台试验[J]. 地震工程学报, 2015, 37(2): 422-427.
FAN Gang, ZHANG Jianjing, FU Xiao. Large-scale Shaking-table Test to Study Dynamic Responses of Anti-inclined Rock Slopes Interlayered with Silt[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2015, 37(2): 422-427.
- [13] 中华人民共和国行业标准编写小组. 工程勘测技术规程 第 2 部分: 岩土工程; DL/T 5409.2-2010[S]. 北京: 中国电力出版社, 2010.
The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. Technical Code for Engineering Investigation of Nuclear Power Plants; DL/T 5409.2-2010[S]. Beijing: China Electric Power Press, 2010.
- [14] 李敏. 岭澳核电工程 38 m 平台边坡处理[J]. 工业建筑, 2005, 35(增刊 1): 613-614, 633.
LI Min. Application of Slope Treatment Technology in Lingao Nuclear Power Station[J]. Industrial Construction, 2005, 35(Supp1): 613-614, 633.
- [15] 高倚山, 朱海骏, 吴建, 等. 湖北岩质高边坡稳定性研究与工程设计方案[C]// 第 3 届全国水工岩石力学学术会议. 北京: 中国水利出版社, 2010: 8.
GAO Qishan, ZHU Haijun, WU Jian, et al. Stability Analysis and Design of High Rock Slope at Hubei Nuclear Power Plant [C]// Proceedings of the 3rd National Conference on Hydraulic Rock Mechanics. Beijing: China Water Power Press, 2010: 8.
- [16] 陈建峰, 孙立川, 石振明, 等. 浙江三门核电厂人工高边坡稳定性评价[J]. 岩土力学, 2005, 26(增刊 2): 33-35.
CHEN Jianfeng, SUN Lichuan, SHI Zhenming, et al. Stability Evaluation of High Rocky Slope of Zhejiang Sanmen Nuclear Power Plant[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(Supp2): 33-35.
- [17] 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.
ZHUANG Yun, WAN Bo, GU Xiaoxi, et al. Basalt Site Slope Stability Analysis of the Jilin Nuclear Power Station[J]. Journal of Liaoning Normal University(Natural Science Edition), 2001, 24(2): 196-198.
- [18] 苏生瑞, 李同录, 毛彦龙, 等. 连云港核电站高边坡稳定性评价与设计[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(增刊 1): 101-106.
SU Shengrui, LI Tonglu, MAO Yanlong, et al. The Stability Evaluation and Design of the High Slope at Lianyungang Nuclear Power Station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, 19(Supp1): 101-106.
- [19] 郑文棠, 程小久. 核电厂边坡地震影响系数研究[J]. 华南地震, 2010, 30(Supp1): 36-44.
ZHENG Wentang, CHENG Xiaojie. Studies on Seismic Influence Coefficient of Slopes near Nuclear Power Plant[J]. South China Journal of Seismology, 2010, 30(S1): 36-44. DOI:10.13512/j.hndz.2010.s1.004.
- [20] 郑文棠. 核电厂高边坡抗震验算和加固设计[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊 2): 3961-3971.
ZHENG Wentang. Antiseismic Stability Analysis and Reinforcing Design of Nuclear Power Plant High Slopes[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(Supp2): 3961-3971.