

# 强震作用下某水电站高陡边坡的动力响应分析\*

夏洪春<sup>1</sup>, 李亚洲<sup>2</sup>, 王忠昶<sup>2</sup>

(1. 大连大学 建筑工程学院, 辽宁 大连 116622; 2. 大连交通大学 土木与安全工程学院, 辽宁 大连 116028)

**摘要:** 基于 ANSYS 软件, 对地处地震高烈度区域的西南某水电站引水隧洞洞脸高陡边坡进行三维动力分析, 研究高陡边坡在地震作用下的动力响应特征。结果表明: 在 50 年超越概率 5% 的罕遇地震荷载作用下, 引水隧洞洞脸边坡对加速度的放大效应较对位移的放大效应更明显; 边坡表面在地震作用期间会产生瞬时拉应力; 坡顶开挖侧的地震动加速度较坡顶中央放大效应明显; 在高程为 94.8 m 处的古风化壳和页岩的露头面可能会发生顺层滑动和破坏; 边坡整体上可以经受住强震地震动的考验。

**关键词:** 高陡边坡; 动力分析; 地震荷载; 放大效应

**中图分类号:** U417

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-0666(2016)01-0034-06

## 0 引言

地震诱发的边坡失稳滑动是主要的地震地质灾害类型之一, 边坡地震失稳机理是边坡地震稳定性评价与治理的关键。目前边坡地震反应分析方法可以分为拟静力法 (Seed, 1979)、数值分析方法 (王帅等, 2014; 付长华等, 2015)、滑块分析法 (张劭华等, 2015; 张国俊等, 2015) 和试验法 (刘晓敏等, 2015) 4 大类。数值分析方法能够较真实地模拟边坡在地震动作用过程中的动力特征和破坏机理。数值分析法可以分为振型分解反应谱法、时程分析法、随机分析法、能量分析法等 (刘伟等, 2015; 水工建筑物抗震设计规范, DL5073—2000)。其中时程分析法根据结构振动的动力方程, 选择适当的强震记录作为地面运动, 直接计算出地震地面运动过程中结构的各种地震反应 (位移、速度和加速度) 的变化过程, 可以了解结构反应的全过程。由此可以找出结构地震过程中的薄弱部位和环节, 以便修正结构的抗震设计 (蒋昱州等, 2015; 张伯艳等, 2014)。

以某大型水电站引水隧洞洞脸的高陡边坡工程为背景, 采用有限元动力时程分析中的 Newmark- $\beta$  (直接积分) 法来研究高陡边坡地震作用时应力、位移和加速度的动力响应, 为水电站高陡边

坡地震稳定性评价与治理提供科学的参考。

## 1 工程地质概况

本次研究的工程为西南某大型水电站引水隧洞洞脸高陡边坡的抗震性能。水电站的引水隧洞 (含围岩及衬砌结构) 为一级地下结构, 按规范要求须进行抗震复核, 抗震设防标准为 50 年超越概率 5%; 厂房边坡为一级边坡, 抗震设防标准为 50 年超越概率 5%。区域内的地层发育不均衡, 工程所在区域地震烈度为 VIII 度, 属于高地震烈度区, 计算选用各岩体物理力学参数见表 1。初始地应力场采用动变形模量和动泊松比改变后, 对边坡和隧洞开挖完成时的应力场进行模拟。

表 1 边坡岩体物理力学参数表

Tab. 1 Parameters of physical and mechanical of the slope rockmass

岩体类别	重度 /kN·m <sup>-3</sup>	岩石饱和抗压 强度/MPa	动变形模 量/GPa	动泊 松比	临界阻 尼比
完整安山岩	2 650	70 ~ 80	25.87	0.32	0.05
破碎安山岩	2 550	60 ~ 70	7.54	0.39	0.05
泥页岩	2 200	60	0.533	0.47	0.05
砂岩	2 500	35 ~ 40	1.95	0.42	0.05
古风化岩	2 200	15 ~ 20	0.845	0.47	0.05
C25 混凝土	2 518	—	33.8	0.163	0.05

\* 收稿日期: 2015-11-16.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目——矿井煤矸石胶结充填料浆及其长距离管道输送特性研究 (51574055) 资助.

## 2 动力时程分析中的 Newmark - $\beta$ 法简介

瞬态动力学分析(时间历程分析)是用于确定承受任意的随时间变化载荷(如地震载荷)的动力学响应的一种方法。结构动力时程分析法即结构直接动力法,对基本运动方程进行直接积分,将常微分方程组变换成线性代数方程组,计算地震过程中每一瞬时结构的位移、速度和加速度响应,从而得到结构在地震作用下变形及内力的时程响应。

本文仅对 Newmark -  $\beta$  (直接积分)法进行介绍,其重要特征表现为:给定初始时刻的位移、速度和加速度,可求得  $t_1$  时刻的位移、速度、加速度,而后逐步求得  $t_2$ 、 $t_3$ 、 $\dots$ 、 $t_n$  时刻的解。所以推导算法时,只需从  $t$  时刻的位移、速度、加速度,推导求解  $t + \Delta t$  时刻的位移、速度、加速度的计算公式。

对于一个多自由度体系,采用有限元方法离散化,可得到体系的动力平衡方程:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\}. \quad (1)$$

根据 Lagrange 中值定理,把  $t + \Delta t$  时刻的速度矢量表示为

$$\{\dot{u}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{u}_t\} + \Delta t \{\ddot{u}\}. \quad (2)$$

通过积分可获得  $t + \Delta t$  时刻的位移为

$$\{u_{t+\Delta t}\} = \{u_t\} + \Delta t \{\dot{u}_t\} + \frac{1}{2} \Delta t^2 \{\ddot{u}\}. \quad (3)$$

假设加速度为介于  $\{\ddot{u}\}$  和  $\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}$  之间的某一常向量,记为  $\{\ddot{u}\}$ ,即所谓的常平均速度假设。根据这一假设,  $\{\ddot{u}\}$  可表示为

$$\{\ddot{u}\} = (1 - \gamma) \{\ddot{u}_t\} + \gamma \{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}. \quad (4)$$

其中,  $\gamma$  是控制参数,它满足  $0 \leq \gamma \leq 1$ 。为了获得稳定高精度的算法,  $\{\ddot{u}\}$  也可用另一控制参数  $0 \leq \beta \leq 1$  表示为

$$\{\ddot{u}\} = (1 - 2\beta) \{\ddot{u}_t\} + 2\beta \{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}. \quad (5)$$

联立 (2)、(3)、(5) 解得:

$$\begin{aligned} \{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} &= \frac{1}{\beta \Delta t^2} \left( \{u_{t+\Delta t}\} - \{u_t\} \right) - \frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{u}_t\} \\ &\quad - \left( \frac{1}{2\beta} - 1 \right) \{\ddot{u}_t\}, \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} &= \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \left( \{u_{t+\Delta t}\} - \{u_t\} \right) + \left( 1 - \frac{1}{\beta} \right) \{\dot{u}_t\} \\ &\quad + \left( 1 - \frac{1}{2\beta} \right) \{\ddot{u}_t\} \Delta t, \end{aligned} \quad (7)$$

把式 (6) 和 (7) 代入式 (1), 整理后可得:

$$[\hat{K}]\{u_{t+\Delta t}\} = \{\hat{F}_{t+\Delta t}\}, \quad (8)$$

其中, 等效刚度矩阵为

$$[\hat{K}] = [K] + \frac{1}{\beta \Delta t^2} [M] + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} [C], \quad (9)$$

等效载荷向量为

$$\begin{aligned} \{\hat{F}_{t+\Delta t}\} &= \{F_{t+\Delta t}\} + \left[ \frac{1}{\beta \Delta t^2} \{u_t\} + \frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{u}_t\} \right. \\ &\quad + \left( \frac{1}{2\beta} - 1 \right) \{\ddot{u}_t\} \left. \right] [M] + \left[ \frac{1}{\beta \Delta t} \{u_t\} + \left( \frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \{\dot{u}_t\} \right. \\ &\quad + \left. \frac{\Delta t}{2} \left( \frac{\gamma}{\beta} - 2 \right) \{\ddot{u}_t\} \right] [C]. \end{aligned} \quad (10)$$

解线性方程组 (8) 可求得  $\{u_{t+\Delta t}\}$ , 然后根据 (6)、(7) 又可求得  $\{\dot{u}_{t+\Delta t}\}$  和  $\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}$ 。

## 3 建立计算模型

计算区域选取  $350 \text{ m} \times 285 \text{ m} \times 450 \text{ m}$  范围, 边坡为 9 级边坡, 采用 solid45 单元, 共有 40 363 个单元。为满足动力计算要求, 按最大网格尺寸不超过地震波最小波长(地震波最大频率对应的波长)的 1/8 生成动力计算模型(Kuhlemeyer, Lysmer, 1973)。三维有限元模型见图 1, 模型整体坐标的规定:  $Y$  轴指向上游,  $X$  轴平行厂房纵轴线,  $Z$  轴铅直向上, 局部坐标系以局部模型显示的坐标系为主。

### 3.1 静力边界条件

计算区域采用四周和底部法向约束的静力边界条件。前后两侧采用  $X$  方向约束, 左右两侧采

用  $Y$  方向约束条件, 底部模型边界点采用  $Z$  方向约束条件, 上部为自由边界。

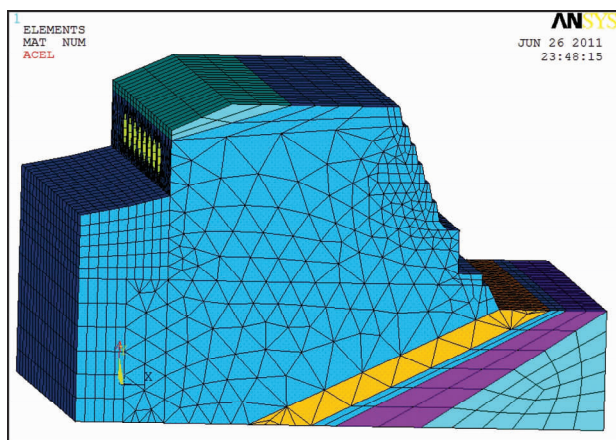


图1 三维有限元模型

Fig. 1 3D finite element model

### 3.2 动力边界条件

采用粘性边界和自由场边界作为动力边界条件 (刘云贺等, 2006), 以相互作用力的形式在边界处进行动荷载的输入。对加速度时程进行基线校正后转化成速度时程作为地震动的输入。基准期 50 年内超越概率 5% 的地震动峰值加速度时程经过滤波和基线校正后对应的加速度分别见图 2。地震历时 20 s, 对于竖向加速度, 根据《水工建筑物抗震设计规范》(DL5073—2000), 取隧洞轴线方向加速度的 2/3, 纵深方向取隧洞轴线方向加速度的 1 倍。岩体边坡基岩底部输入的加速度峰值可取设计加速度的 50%。

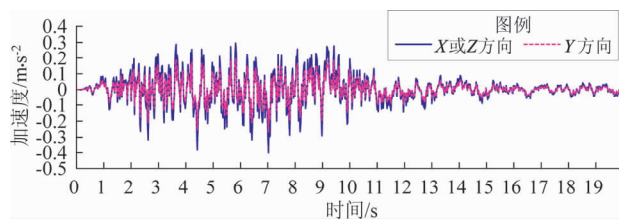


图2 输入的等效地震波波形

Fig. 2 The inputting equivalent seismic waveform

## 4 地震动力响应分析

### 4.1 边坡应力位移规律分析

高边坡及隧洞开挖完成后, 地震动作用过程中, 第一主应力时程最大值云图见图 3a。对应于

第一主应力时程最大值时第三主应力如图 3b 所示, 对应第一主应力最大值时  $X$ 、 $Y$ 、 $Z$  向位移云图如图 4 所示。由图可知, 边坡顶部表面靠近边界处, 出现最大拉应力, 最大拉应力值为 0.586 MPa。竖直方向的隆起变形最大值出现在 94.8 m 高程边坡表面靠近古风化壳和页岩顶部, 最大值为 2.01 cm, 沿隧洞轴方向的变形量最大值在页岩的中部, 最大值为 1.50 cm, 说明此处最可能发生顺层滑动。

### 4.2 岩体的动力响应分析

#### 4.2.1 岩体动位移时间历程分析

图 5 给出高程为 94.8 m 时页岩中央处的  $X$ 、 $Y$ 、 $Z$  向的位移动力时程曲线, 由图 5 可见: 在 50 年超越概率 5% 的地震动作用下, 高程 94.8 m 处页岩中央处  $X$ 、 $Y$ 、 $Z$  方向最大相对动位移分别接近 3.8 cm、4.1 cm、8 cm。从高程 94.8 m 处边坡相对动位移分析, 古风化壳与页岩开挖露头部位在地震动作用下发生破坏的可能性较大。

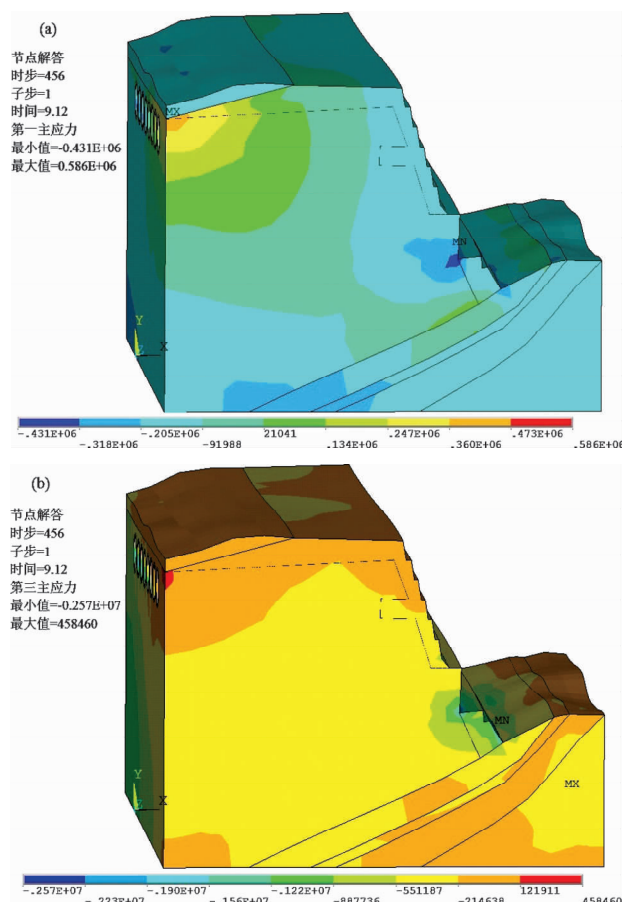


图3 边坡第一 (a)、第三 (b) 主应力云图

Fig. 3 The first (a) and the third (b) principal stress nephogram of the slope

#### 4.2.2 岩体加速度响应分析

图6给出94.8 m处页岩中央处的 $X$ 、 $Y$ 、 $Z$ 方向的加速度时程曲线, 由图6可见: 50年超越概率5%的地震动作用下, 岩体边坡均按照激振地震动的振动形式做着相似的受迫振动。高程94.8 m处页岩中央处 $X$ 、 $Y$ 、 $Z$ 向最大相对加速度分别为

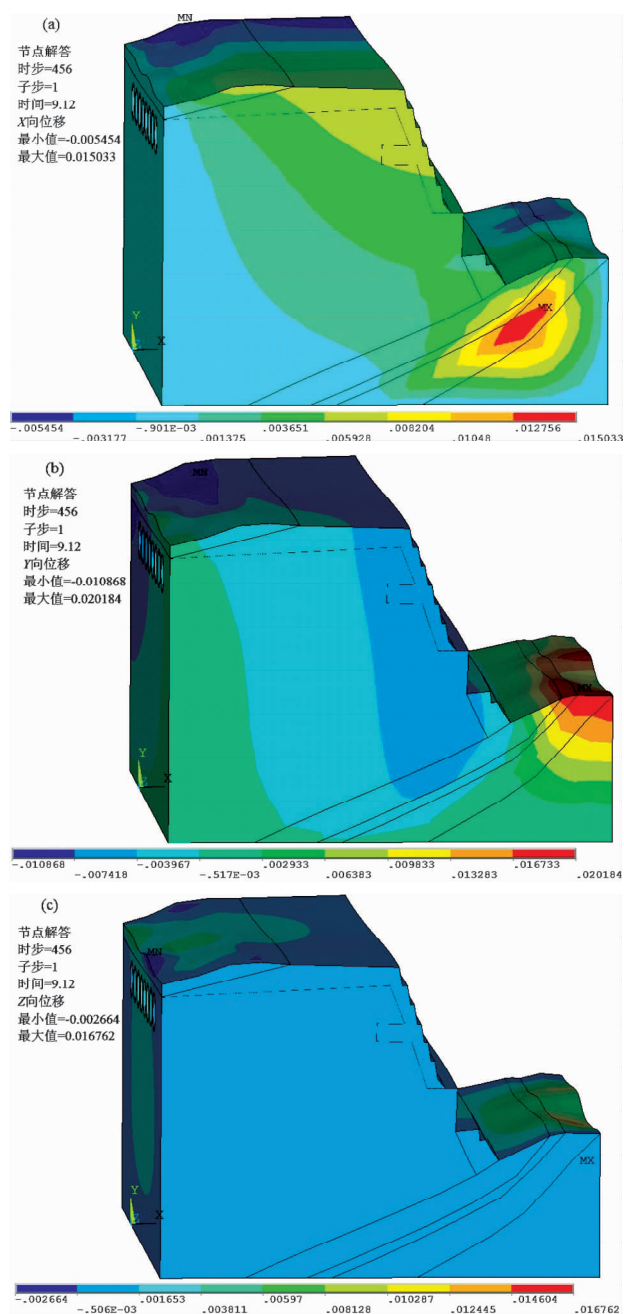


图4 对应第一主应力最大值时 $X$  (a)、 $Y$  (b)、 $Z$  (c) 向位移云图

Fig. 4 The displacement nephogram in the  $X$  (a),  $Y$  (b) and  $Z$  (c) directions corresponding to the maximum principal stress

$2.9 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ 、 $2.4 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ 、 $3.3 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ 。动力加速度放大系数可达1.34, 从高程94.8 m处边坡动力加速度分析, 古风化壳与页岩开挖露头部位在地震动作用下发生破坏的可能性较大。

#### 4.2.3 岩体应力地震响应分析

图7给出94.8 m处页岩中央处的第一、三主应力时程曲线, 由图7可见: 在50年超越概率5%的地震动作用下, 高程94.8 m处页岩中央处岩体最大拉应力在0.16 MPa左右, 最大压应力在0.13 MPa左右。由于页岩的最大抗拉强度为0.1 MPa, 从高程94.8 m处边坡受力分析, 在古风化壳与页岩开挖露头部位在地震动作用下发生破坏的可能性较大。

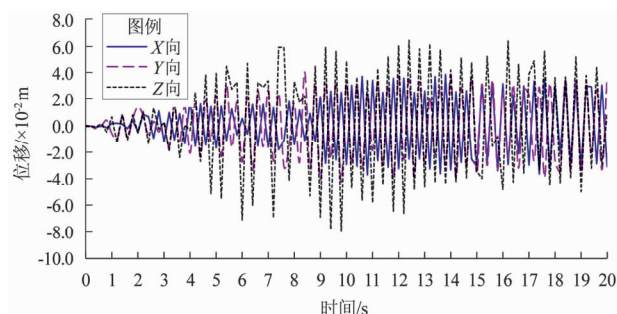


图5 94.8 m 高程时页岩中央处位移时程图

Fig. 5 The displacement time history diagram of the central of shale at the height of 94.8 m

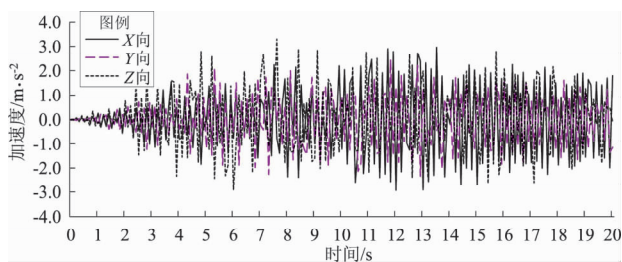


图6 94.8 m 高程时页岩中央处加速度时程图

Fig. 6 The acceleration time history diagram of the central of shale at the height of 94.8 m

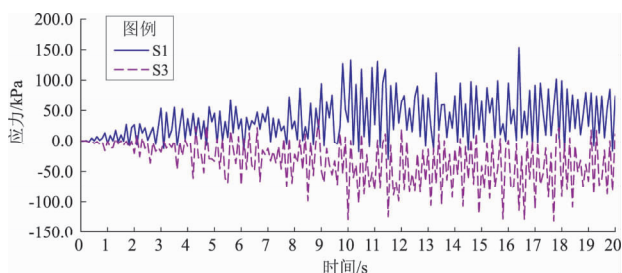


图7 94.8 m 高程时页岩中央处主应力时程图

Fig. 7 The principal stress time history diagram of the central of shale at the height of 94.8 m

### 4.3 岩体不同位置的地震响应分析

表2给出了50年超越概率5%的地震工况下,岩体不同位置的应力、位移、加速度统计表,由表2结合图5~7可以看出:

(1) 在地震荷载作用下,引水隧洞边坡按照激振地震动的振动形式做着受迫振动;随激振地震动峰值的增大,边坡的地震动响应随之增大;边坡对加速度的放大效应较对位移的放大效应更明显。

(2) 在地震荷载作用下,在高程94.8 m处的古风化壳和页岩的露头面可能发生顺层滑动和破

坏,并且随激振地震动峰值的增大,发生破坏的可能性越大,此处应进行相应的工程处理。边坡其他表面在地震动作用期间会产生瞬时拉应力,但均未超过1 MPa,小于边坡岩体抗拉强度1.2 MPa,在50年超越概率5%的罕见地震动作用下,最大相对动位移在2~5 cm左右,边坡足以经受强震地震动的考验。

(3) 坡顶开挖侧的地震动加速度较坡顶中央的地震动放大效应明显,认为靠近临空面一侧的边坡在地震作用下的破坏效应明显。

表2 地震作用下不同位置的变量统计表

Tab. 2 Statistic of variables at different locations under earthquake

地震工况	位置	拉应力最大 值/MPa	压应力最大 值/MPa	位移最大值/cm			最大加速度/ $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$		
				X向	Y向	Z向	X向	Y向	Z向
50年超越概率5%	高程94.8 m坡面中央	0.16	0.13	3.8	4.1	8	2.9	2.4	3.3
	高程164 m坡脚中央	0.83	0.9	3.6	3.1	2	6.9	4	4.5
	边坡顶面中央处	0.78	0.8	5	2.6	2.1	6.1	4.1	4.2
	边坡顶面靠近开挖侧中央处	0.32	0.32	5	2.7	1.5	10	4	4.8

## 5 结语

本文采用ANSYS软件对西南某大型水电站的引水洞洞脸高陡边坡进行三维动力分析,获得了50年超越概率5%的地震作用工况下,边坡的各个关键位置的应力、位移、加速度的响应。计算结果表明:边坡按照激振地震动的形式做着受迫振动,边坡对加速度的放大效应较对位移的放大效应更明显;在高程94.8 m处的古风化壳和页岩的露头面可能会发生顺层滑动和破坏;靠近临空面一侧的边坡在地震作用下的破坏效应明显。经过分析认为,引水洞的边坡在50年超越概率5%的地震工况下,局部会发生一定破坏,但整体上是安全稳定的。

### 参考文献:

付长华,高孟潭,俞言祥. 2015. 用数值模拟方法研究北京盆地3~10 s地震动的放大效应[J]. 地震研究,38(3):448-460.  
蒋昱州,徐卫平,王如宾等. 2015. 小湾拱坝动力时程分析及安全评

价[J]. 水利发电,35(5):56-59.

刘伟,宋成科,夏峰等. 2015. 地震动加速度时程一致性评价方法研究[J]. 地震研究,38(2):285-291.

刘晓敏,盛谦,陈健等. 2015. 大型地下洞室群地震模拟振动台试验研究(II):试验方案设计[J]. 岩土力学,36(6):1683-1689.

刘云贺,张伯艳,陈厚群. 2006. 拱坝输入模型中粘弹性边界与粘性边界的比较[J]. 水利学报,37(6):758-763.

王帅,盛谦,朱泽奇等. 2014. 基于节理摩擦能的地下洞室岩体结构动力稳定性评价[J]. 岩石力学与工程学报,33(增刊2):4049-4055.

张伯艳,李德玉,郭胜山. 2014. 白鹤滩水电站左岸边坡抗震分析[J]. 工程力学,31(增刊):149-153.

张国俊,王亮清,梁烨等. 2015. 西藏某水电站左岸坝肩边坡地震稳定性分析[J]. 煤田地质与勘探,43(1):52-57.

张劭华,何蕴龙,孙伟等. 2015. 姚河坝水电站厂房岩质边坡地震安全性分析[J]. 武汉大学学报(工学版),48(4):483-488.

Kuhlemeyer R L, Lysmer J. 1973. Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problem[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division,99(5):421-427.

Seed H B. 1979. Considerations in the Earthquake Resistant Design of Earth and Rock Fill Dams[J]. Geotechnique,29(3):213-263.

DL5073—2000,水工建筑物抗震设计规范[S].

## Dynamic Response Analysis of High and Steep Slope of a Hydropower Station Under Strong Earthquake Action

XIANG Hongchun<sup>1</sup>, LI Yazhou<sup>2</sup>, WANG Zhongchang<sup>2</sup>

(1. College of Civil and Architectural Engineering, Dalian University, Dalian 116622, Liaoning, China)

(2. College of Safety and Engineering, Dalian Jiaotong University, Dalian 116028, Liaoning, China)

### Abstract

Based on the ANSYS software, we analyzed the 3D dynamic of high and steep slope of the diversion tunnel of a hydropower station which is located in the high earthquake intensity regions of Southwest China, and studied the dynamic response characteristics of the high and steep slope under seismic action. The result shows that: under the rare earthquake load with the exceedance probability of 10% in 50 years, the amplification effect of the tunnel – face side slope of the diversion tunnel on acceleration is more obvious than that of the displacement. The instantaneous tensile stress of the slope surface will be generated during the period of the earthquake, and the amplification effect of ground motion acceleration in the excavation side of slope crest is more obvious than that in the middle of slope crest. The ancient weathering crust and the outcrop of shale at the altitude of the 94.8 m may have a plane sliding failure. Overall, the slope can withstand the test of strong earthquakes.

**Key words:** high and steep slope; dynamic analysis; seismic load; amplification effect