高心墙堆石坝地震动力特性及抗震极限分析

李国英,沈 婷,赵魁芝

(南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029)

摘要:虽然土石坝具有较好的抗震性能,而且一些高土石坝还经过了强震考验,但土石坝的极限抗震能力仍是 人们关心的问题.数值模型方法是预测大坝地震动力反应和进行地震安全评价的有效工具.本文采用三维有限 元方法分析了某高心墙堆石坝的地震动力特性,探讨了大坝地震破坏评价标准,并在此基础上开展了大坝极限 抗震能力研究.根据大坝动力响应的特点,分析了可行的抗震工程措施.

关 键 词:心墙堆石坝; 地震响应; 极限抗震能力; 抗震措施 中图分类号: TV641.41:TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1009-640X(2010)01-0001-08

土石坝是水利水电工程中的常用坝型,随着水利水电资源的不断开发以及筑坝技术的进步,高土石坝的 建设发展迅速,仅我国已建和在建的200 m级土石坝已有多座,在建的糯扎渡水电站心墙堆石坝最大坝高达 261.5 m.同时,我国还将兴建一批300 m级的高土石坝,如两河口、双江口、古水、马吉、如美、茨哈峡等水电 站大坝,其中双江口水电站心墙坝高达312 m.值得一提的是,这些高土石坝大多位于高地震烈度区,大坝的 抗震安全需特别重视.土石坝具有良好的抗震性能,国内外有多座土石坝经受过强地震考验,但经过强震后 土石坝的破坏也是非常明显的.1976年我国唐山地震中,陡河水库土坝和密云水库白河主坝都产生了严重 震损^[1];2006年"5.12"汶川大地震中,离震中较近的紫坪铺面板堆石坝虽然没有发生整体破坏,但震损明 显^[2].相对而言,高土石坝的震害资料较少,研究其地震动力特性,对合理的抗震设计具有重要意义.

1 高心墙坝地震动力特性

随着土动力本构模型研究的深入和坝料动力特性试验技术的发展,数值模拟方法已成为一种常用的大 坝地震动力特性研究方法.心墙堆石坝动力特性研究主要包括坝体动力加速度反应、地震永久变形、振动孔 隙水压力及其对稳定的影响等几个方面.随着 200 m 级高土石坝的发展,坝坡动力稳定分析拟静力法按照现 行《水工建筑物抗震设计规范》(DL5073-1997)确定地震荷载已不太适应,应用有限元数值分析成果是个较 好的途径^[3]. 土体动力本构模型目前应用得较多的还是 Hardin 和 Drnevich 提出的黏弹性模型^[4]或在此基础 上的改进型式,本文计算采用沈珠江提出的修正等价黏弹性模型^[5].

本文以高 141.80 m 的某心墙坝为例,研究了地震情况下坝体的动力特性.图 1 为心墙坝设计剖面图.该 工程坝址河床部位存在厚度 20 m 左右的砂砾石层,设计将心墙底部砂砾石清除.

收稿日期: 2009-06-20

基金项目:国家自然科学基金重大研究计划(90815024);水利部公益性行业科研专项经费项目(200801014)

作者简介:李国英(1962-),男,江苏溧阳人,教授级高级工程师,主要从事土工数值模拟及土石坝工程研究. E-mail:gyli@nhri.cn



Fig. 1 Section of clay core rockfill dam

1.1 计算方法及计算参数

计算采用三维有限元进行,模拟了坝体施工填筑、水库 蓄水和稳定渗流期发生地震的工况,图 2 为计算划分的三维 有限元网格图.静力计算模型采用沈珠江提出的双屈服面弹 塑性模型^[6].该模型能较好地反映坝料的变形特性,参数确 定简单,且可直接应用 Duncan *E-v*模型参数,已在多个土石 坝工程计算中得到检验.动力计算采用沈珠江建议的修正等 价粘弹性模型^[5],模型中动力剪切模量 *G* 和阻尼比λ 按下列 两式计算



图 2 三维有限元网格 Fig. 2 3-D FEM mesh of dam

$$G = \frac{k_2}{1 + k_1 \gamma_d} P_a \left(\frac{P}{P_a}\right)^{n'} \tag{1}$$

$$\lambda = \frac{k_1 \gamma_d}{1 + k_1 \overline{\gamma}_d} \lambda_{\max}$$
⁽²⁾

式中: $P = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3; \gamma_d$ 为动剪应变幅值; $\overline{\gamma}_d$ 为归一化的动剪应变. 参数 $k_1, k_2, \lambda_{\text{max}}$ 可由常规动力三 轴试验测定.

由地震产生的永久变形按下列经验公式计算

$$\Delta \varepsilon_v = c_1 (\gamma_d)^{c_2} \exp(-c_3 S_l) \frac{\Delta N_L}{1 + N_L}$$
(3)

$$\Delta \gamma_s = c_4 (\gamma_d)^{c_5} S_l \frac{\Delta N_L}{1 + N_L} \tag{4}$$

式中: ΔN_L 和 N_L 分别为等效振动次数增量及其累加量, c_1, c_2, c_3, c_4 和 c_5 为 5 个计算参数.

振动孔隙水压力按下式计算
$$\Delta u = K_u \Delta \varepsilon_v$$
 (5)

式中: K_u 为回弹体积模量; $\Delta \varepsilon_v$ 为残余体积应变增量.

计算参数通过室内试验得出,表1和表2分别为计算采用的静、动力模型参数.

表1 静力模型计算参数

 Tab. 1
 Calculation parameters of static model

相對友步	重度	抗剪强度			<i>E-</i> µ 参数					
坝种石协	∕ (kN •m ⁻³)	c∕ kPa	φ / °	$\Delta \Phi$ / $^{\circ}$	Rf	K	n	G	F	D
堆石料 I	23.55	0	47.1	7.7	0.75	568.9	0.20	0.34	0.22	4.34
堆石料Ⅱ	23.80	0	46.8	7.6	0.74	519.4	0.20	0.31	0.16	3.78
堆石料Ⅲ	23.04	0	52.6	10.1	0.77	1 011.6	0.23	0.32	0.12	5.12

3

(续表)										
	重度	重度抗剪强度			<i>E-</i> µ 参数					
坝种石桥	$/ (kN \cdot m^{-3})$	c∕kPa	φ / °	$\Delta \Phi$ / °	Rf	K	n	G	F	D
过渡料	23.01	0	53.7	10.0	0.76	1 180.5	0.26	0.39	0.15	4.81
反滤料I	22.82	0	47.7	5.8	0.62	518.8	0.34	0.31	0.09	4.46
反滤料Ⅱ	22.82	0	51.8	10.4	0.77	851.1	0.22	0.34	0.17	4.69
心墙料	22.26	0	36.2	4.0	0.79	373	0.53	0.32	0.13	3.95
高塑性土	20.81	9	28.6	0	0.8	193.5	0.51	0.17	0.07	3.45
上、下游弃碴	22.80	0	40.6	5.4	0.65	260.3	0.46	0.36	0.07	2.46
砂卵石覆盖层	22.2	0	48.2	8	0.78	760	0.79	0.51	0.14	4.21

表 2 动力模型计算参数

Tab. 2 Calculation parameters of s	seismic	model
------------------------------------	---------	-------

坝料名称	k_2	k_1	λ_{\max}	$c_1 / \%$	c_2	c_3	c_4 / %	c_5
坝壳料 I	1 285	25.0	0.25	1.2	0.65	0	22	0.54
坝壳料Ⅱ	1 150	22.0	0.25	1.2	0.65	0	22	0.54
坝壳料Ⅲ	1 400	24.0	0.25	1.1	0.70	0	20	0.55
过渡料	1 580	28.5	0.25	1.18	0.90	0	20	0.47
反滤I	823.6	18.7	0.26	0.9	0.83	0	19	0.44
反滤Ⅱ	1366.9	28.3	0.27	1.15	0.94	0	14	0.45
心墙料	680	15	0.23	0.71	0.95	0	6.0	1.18
高塑性土	200	6.0	0.31	0.83	0.95	0	8.9	1.15
上、下游弃渣	600	15.0	0.28	1.5	0.6	0	28	0.5
砂卵石覆盖层	900	20	0.26	1.1	0.85	0	16	0.48

计算采用的输入地震时程曲线为场地谱人工合成地 震波(见图3),100 年超越概率水平2%的地震动峰值加 速度为2.578 m/s².计算时,在顺河向、坝轴向和垂直向 同时输入地震动.水平向地震峰值加速度为2.578 m/s², 竖向地震峰值加速度为水平向的2/3.

坝体最大动力反应加速度位于最大剖面坝顶,图4

1.2 地震动力反应



Fig. 3 Input of ground acceleration curve

为该剖面内最大加速度分布.顺河向、坝轴向及垂直向最大反应加速度分别为10.01,7.36和6.03 m/s²,与 输入最大水平向加速度2.578 m/s²及最大竖向加速度1.719 m/s²相比,坝顶顺河向、轴向和竖向加速度放 大倍数分别为3.88,2.86和3.51.从最大反应加速度分布图可以看到,坝顶附近加速度放大明显,体现了 "鞭稍"效应.



Fig. 4 Contours of acceleration response in the maximum section (unit: m/s^2)

地震永久变形是土石坝地震反应的一个重要指标,过大的地震残余变形可能导致坝顶超高不足和坝体

裂缝. 计算结果显示, 地震永久变形与坝高有关, 河床部位坝体高度大, 地震永久变形也大. 由于坝壳与心墙、坝体与岸坡等部位地震永久变形不协调, 上下游坝壳与心墙接触部位以及大坝两端有产生裂缝的可能性. 图 5 为坝体最大剖面地震永久变形分布, 坝体最大竖向永久变形为 43.2 cm, 最大顺河向永久变形为34.2 cm (向下游)和 13.8 cm (向上游).





图 6 为最大剖面内振动孔隙水压力分布,地震引起 的心墙内最大振动孔隙水压力为 72 kPa,坝基覆盖层中 最大振动孔隙水压力为 202 kPa.以孔隙水压力与垂直有 效应力之比值定义振动液化度,心墙反滤层最大液化度 为 0.38,坝基覆盖层最大液化度为 0.29,远不至于发生地 震液化.



图 6 最大剖面内振动孔隙水压力分布(单位: kPa) Fig. 6 Contours of seismic pore pressure in the maximum section (unit: kPa)

1.3 坝坡动力稳定

坝坡稳定分析除了常规的极限平衡法(拟静力法)以 section (unit: kPa) 外,引入了有限元方法.有限元法可以利用有限元的静、 动应力计算成果分析地震过程中每一时刻坝坡的稳定性.该方法安全系数计算公式为

 $F_{s} = \frac{\sum_{l}^{n} \left[\left(c \ _{d}^{\prime} \right)_{i} l_{i} \right] + \sum_{l}^{n} \left[\left(\sigma^{j} + \sigma^{d} \right)_{i} l_{i} \right] \left(\operatorname{tg} \varphi \ _{d}^{\prime} \right)_{i}}{\sum_{i}^{n} \left[\left(\tau^{i} + \tau^{d} \right)_{i} l_{i} \right]}$ (6)

式中: (c_{d}) , $(\varphi_{d})_{i}$ 为第 i单元抗剪强度指标; n为滑动面通过的单元数; l_{i} 为滑动面通过单元 i的弧长; σ^{i} , τ^{i} 分别为作用在滑动面上的静正应力和剪应力; σ^{d} , τ^{d} 分别为作用在滑动面上的动正应力和剪应力.

极限平衡法计算所得上、下游坝坡抗滑稳定安全系数分别为1.47 和1.96.有限元法计算所得的最大剖 面坝坡抗滑稳定安全系数随时间的变化曲线见图7.上、下游坝坡的抗滑稳定安全系数分别在1.58 和1.42 上下波动,安全系数最小值分别为1.43 和1.25.两种方法计算的坝坡动力抗滑稳定安全系数都满足规范 要求.



Fig. 7 Safety factor time history of dam slope

2 心墙坝可能破坏形式及破坏标准

心墙坝动力特性分析结果表明,大坝动力反应明显,且反应加速度在坝顶附近显著放大;地震过程中土 石坝将产生一定的永久变形,较大的永久变形可能导致坝体裂缝,甚至使坝顶超高不满足规范要求;地震过 程中心墙、反滤料和坝基砂层中将产生一定的超静孔隙水压力,可能影响坝坡稳定性,反滤料及坝基砂层中 孔隙水压力过高还可能产生液化现象;地震动力作用将使坝坡的稳定性降低,特别是坝顶附近动力反应强 烈,该区域坝坡的稳定更值得重视.根据心墙堆石坝动力反应特性,其可能的破坏形式主要包括:坝坡动力破 坏、反滤层液化和震陷超标.作为一种探讨,本文假定各种破坏形式的判别标准如下:

坝坡抗滑稳定 坝坡动力抗滑稳定通常采用拟静力法计算,但拟静力法不能反映地震输入特性及坝体的动力特性,故越来越多地利用有限元法进行坝坡动力稳定分析.抗震极限分析采用如下判别标准:

拟静力法:如果 Fs<1.0,则坝坡失稳;

有限元时程分析法:在地震过程中,如果 Fs<1.0 的时间累加起来超过2 s,则坝坡失稳.

砂层液化 主要有两种方法进行砂土液化分析,一种是基于有效应力法计算所得的孔压进行判断,另一种是采用 Seed 安全系数法^[7]来评价可液化土体的抗震性能. Seed 安全系数法应用比较麻烦,且被认为偏于保守^[8].

本文采用有效应力法计算,定义一点的振动超静孔隙水压力与震前静垂直向有效应力之比为液化度 Dy,如果 Dy>0.95,则认为产生液化破坏.

3 抗震极限分析

虽然土石坝抗震设计都按照一定的标准设防,但超标准的地震仍可能发生.紫坪铺面板坝在"5.12" 汶 川地震中就承受了远超过其设防烈度的地震.汶川地震后,紫坪铺面板坝虽然破坏严重,但整体稳定,经过修 复可以恢复功能.因此,研究土石坝的极限抗震能力对深入了解土石坝的抗震安全性具有重要意义.仍以上 述心墙坝为例进行分析,坝址处100年超越概率2%的基岩峰值加速度为2.578 m/s²,100年超越概率1%的 基岩峰值加速度为3.322 m/s²,进行抗震极限状态分析.

3.1 坝坡抗滑稳定极限状态

分析坝坡抗滑稳定极限状态分别采用拟静力法和有限元方法.分别将基岩峰值加速度调整到 0.40g, 0.45g, 0.50g, 0.55g, 0.60g, 0.65g, 0.70g 计算.

3.1.1 极限平衡法 采用拟静力法得到不同峰值加速度情况下,上下游坝坡的抗滑稳定安全系数见表3.

表 3 不同峰值加速度下坝坡的地震稳定性

while of development different weak sector of second

	Tab. 5 Seisnic stability of	dam slope at different peak values	or ground acceleration
	基岩水平向峰值加速度	上游坡	下游坡
	0.40g	1.22	1.52
	0.45g	1.16	1.43
	0.50g	1.09	1.36
蓄水期发生地震	0.55g	1.01	1.28
	0.60g	0.95	1.22
	0.65g	/	1.12
	0.70g	/	0.92

可见,峰值加速度达到0.60g时,上游坝坡安全系数小于1.0;峰值加速度达到0.70g时,下游坝坡安全 系数小于1.0.图8给出了基岩峰值加速度分别为0.40g,0.50g,0.60g,0.70g时拟静力法坝坡稳定计算滑 弧位置.可见,随着基岩峰值加速度的增大,最危险滑弧不断变浅,滑弧位置不断向坝顶移动.这说明堆石边 坡最可能的破坏方式是坝顶附近堆石的局部坍塌和滚落.根据边坡稳定拟静力法计算结果,可以确定坝坡稳 定极限峰值加速度介于0.55g~0.60g之间.



Fig. 8 Stability calculation results of dam slope under different peak values of ground acceleration

3.1.2 有限元法 表4给出了不同基岩峰值加速度下有限元动力时程法计算所得的上、下游坝坡抗滑稳定 安全系数,并统计了安全系数小于1.0的累计时间.可见,峰值加速度达到0.60g时,上、下游坝坡安全系数 小于1.0的时刻分别达到2.64 s和2.98 s,均超过2 s.说明有限元稳定分析方法得到的极限峰值加速度仍 为0.55g~0.60g.不同峰值加速度下最小安全系数对应的滑弧位置与图8类似,峰值加速度越大,滑弧越 接近坝顶,且滑弧越小.

综合极限平衡法和有限元法计算结果,从上、下游坝坡抗滑稳定的角度出发,极限峰值加速度可确定为 0.55 g.

Just Lebe	故法的士克		$F_s < 1.0$ 的		
坝 圾	峰值加速度 -	最大值	最小值	平均值	
	0.34g	1.75	1.41	1.576	0
	0.40g	1.77	1.36	1.571	0
上游社	0.45g	1.82	1.24	1.552	0
上研坡	0.50g	1.88	1.03	1.538	0
	0.55g	2.10	0.92	1.520	0.88
	0.60g	2.25	0.86	1.514	2.64
	0.34g	1.68	1.23	1.419	0
	0.40g	1.69	1.19	1.413	0
工業地	0.45g	1.76	1.08	1.392	0
下俯坡	0.50g	1.83	0.96	1.385	0.36
	0.55g	1.90	0.91	1.379	1.96
	0.60g	1.98	0.82	1.375	2.98

表 4 不同峰值加速度下坝坡稳定动力时程法计算结果

Tab. 4 Safety factor calculated by time history methods

3.2 地震液化极限状态

通过增大基岩峰值加速度的方法,计算不同峰值加速度下砂层的液化度,分析液化极限状态.由于上、下 游弃碴厚度大,坝基上覆有效荷载大,覆盖层砂砾料不易发生地震液化.而心墙反滤料具有较高的相对密度,

7

同时受坝壳料的压力较大,同样不易发生地震液化.计算结果表明,峰值加速度达到 0.70 g 时,覆盖层和反 滤料的液化度都在 0.9 以下,不会发生液化破坏.通过试算发现,当峰值加速度达到 0.75 g 时,仅水位线下 少量反滤料单元液化度超过 0.9.

3.3 永久变形极限状态

不同峰值加速度下坝体最大永久变形计算结果见表 5. 计算结果表明,峰值加速度达到 0.65 g 时,坝体 最大竖向永久变形为 129.5 cm,约为坝高的 0.91%,接近极限状态.可见,从永久变形的角度出发,坝体可承 受较高的极限峰值加速度.

	Tab. 5 Permanent	displacement of dam at	different peak values	of ground acceleration	on
修信加速度	轴向永久	变形/ cm	顺河向永久	竖向永久变形/ cm	
喗詛加述皮	向右岸	向左岸	上游向	下游向	向下
0.34g	17.9	21.8	16.6	37.4	64.5
0.40g	21.4	23.1	26.0	44.7	77.6
0.45g	24.8	27.2	30.9	51.8	87.5
0.50g	27.9	31.9	35.4	58.2	100.3
0.55g	32.4	36.5	41.2	67.8	116.3
0.60g	36.7	41.4	46.5	76.1	129.5

表 5 不同峰值加速度下坝体最大永久变形

4 抗震工程措施

上述分析表明,心墙堆石坝对反滤料地震液化和坝体震陷都有较高的极限抗震能力.相对而言,坝坡稳定的极限抗震能力较低,且随着地震烈度(基岩峰值加速度)的增加,滑弧位置升高、深度变浅.事实上,由于坝体上部动力反应相对较强,地震过程中堆石边坡的破坏首先表现为坝顶附近堆石体的松动和块石滚落.根据这些特性,心墙坝抗震工程措施应以防范坝体上部坝坡动力失稳为主.

增加坝顶宽度、放缓坝顶以下局部坝坡、加大坝坡块石粒径等已经被证明是比较有效的抗震措施^[9].近 年来堆石加筋抗震加固技术高堆石坝的抗震设计得到了较广泛的应用,这种方法既能够提高坝坡的动力稳 定性,又能够减小坝体地震永久变形.基于此方法,前述心墙坝拟定了一种采用土工格栅加固的抗震方法:自 1 374.8 m 高程向上至坝顶,水平铺设土工格栅于上、下游坝壳内,坝内起于反滤 II 与过度层交界面,向外直 到上、下游坝坡面.土工格栅垂直向间距为2 m.

计算结果显示,土工格栅加固措施能有效提高坝坡的抗滑稳定性,最小安全系数提高16%~18%,并且 坝体地震永久变形有所减小.

5 结 语

在心墙坝动力特性研究的基础上,分析了心墙坝可能的动力破坏方式.针对坝坡抗滑稳定、反滤层液化 和地震震陷探讨了破坏标准,进行了坝体极限抗震分析,研究了心墙坝极限抗震能力.研究结果表明,心墙堆 石坝对反滤料地震液化和坝体震陷都有较高的极限抗震能力,坝坡稳定的极限抗震能力相对较低.坝体上部 动力反应相对较强,坝坡最危险滑弧位置随着地震烈度(基岩峰值加速度)的增加而升高,且主要表现为浅 层滑动,因此心墙坝抗震工程措施应以防范坝体上部坝坡动力失稳为主.目前高土石坝中采用的堆石加筋抗 震加固技术是一种较为有效的方法,既能够提高坝坡的动力稳定性,又能够减小坝体地震永久变形.

参考文献:

- [1] 顾淦臣. 土石坝地震工程[M]. 南京: 河海大学出版社, 1989. (GU Gan-chen. Seismic engineering of earth-rockfill dam
 [M]. Nanjing: Hohai University Press, 1989. (in Chinese))
- [2] 陈生水,霍家平,章为民."5.12"汶川地震对紫坪铺混凝土面板坝的影响及原因分析[J].岩土工程学报,2008,30
 (6):795-801. (CHEN Sheng-shui, HUO Jia-ping, ZHANG Wei-min. Analysis of effects of "5.12" Wenchuan Earthquake on Zipingpu Concrete Face Rockfill Dam[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30 (6): 795-801. (in Chinese))
- [3] 张 锐,迟世春,林 皋,等. 高土石坝坝坡抗震稳定分析的研究[J]. 水力发电学报,2008,27(4):83-88. (ZHANG Rui, CHI Shi-chun, LIN Gao, et al. Research on slope seismic stability analysis of high earth-rock dams[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2008, 27(4):83-88. (in Chinese))
- [4] HARDIN B O, DRNEVICH V P. Shear modulus and damping in soil: designing equations and curves [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1972, 98(7): 667-692.
- [5] 沈珠江,黄锦德,王钟宁. 陡河土坝的地震液化及变形分析[J]. 水利水运科学研究, 1984(1): 52-61. (SHEN Zhujiang, HUANG Jin-de, WANG Zhong-ning. Seismic liquefaction and deformation analysis on Douhe earth dam[J]. Journal of Nanjing Hydraulic Research Institute, 1984(1): 52-61. (in Chinese))
- [6] 朱百里, 沈珠江. 计算土力学[M]. 上海: 上海科技出版社, 1990. (ZHU Bai-li, SHEN Zhu-jiang. Computational soil mechanics[M]. Shanghai: Shanghai Scientific and Technical Publishers, 1990. (in Chinese))
- [7] SEED H B, IDRISS I M. Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential [J]. J Geot Eng, ASCE, 1971(9): 1249-1273.
- [8] 沈凤生,潘 恕,甘宪章.小浪底土石坝三维地震反应分析[J].人民黄河,1995(6):35-39. (SHEN Feng-sheng, PAN Ru, GAN Xian-zhang. 3-D seismic response analysis on Xiaolangdi Rockfill Dam[J]. Yellow River, 1995(6):35-39. (in Chinese))
- [9] 孔宪京, 邹德高, 邓学晶, 等. 高土石坝综合抗震措施及其效果的验算[J]. 水利学报, 2006, 37(12): 1489-1495.
 (KONG Xian-jing, ZOU De-gao, DENG Xue-jing, et al. Comprehensive earthquake resistant measure of high earth rockfill dams and effectiveness verification[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, 37(12): 1489-1495. (in Chinese))

Seismic dynamic behavior and limit aseismic analysis on high earth core rockfill dams

LI Guo-ying, SHEN Ting, ZHAO Kui-zhi (Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract: Earthquake disaster avoiding is very important for the safety of earth-rockfill dams. It is accepted that rockfill dams are with nicer aseismic behavior. Although some high rockfill dams were tested by strong earthquakes, the limit aseismic capacity of a rockfill dam is still concerned. Numerical model is a useful method to estimate the dynamic response and to analyze the security of a dam during earthquake. 3-D FEM method is used to analyze the seismic dynamic behavior of a high earth core rockfill dam. The earthquake destructive criterion of the dam is investigated, and its limit aseismic capacity is studied. According to the characteristic of dynamic response of the dam, viable aseismic measures are discussed.

Key words: core rockfill dam; earthquake dynamic response; limit aseismic capacity; aseismic measure