

高土石坝地震安全控制标准与极限抗震能力研究

陈生水^{1, 2}, 李国英^{1, 2}, 傅中志^{1, 2}

(1. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029; 2. 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室, 江苏 南京 210029)

摘要: 基于土石坝震害调查和原型观测资料分析, 针对高土石坝的坝坡稳定、坝体地震永久变形以及混凝土面板接缝位移 3 个影响高土石坝安全的主要因素, 初步建议了相应的地震安全控制标准, 并应用于高心墙堆石坝和面板堆石坝的极限抗震能力计算分析。结果表明: 按规范设计的高土石坝具有较强的抗震能力, 其极限抗震能力在 0.50g 以上, 可抵抗 9 度以上地震而不致于出现灾难性后果; 高土石坝的极限抗震能力与相应的地震安全控制标准密切相关, 按照本文建议的标准, 高心墙堆石坝坝坡稳定是其极限抗震能力的控制因素, 高面板堆石坝面板周边缝安全是其极限抗震能力的控制因素。

关键词: 高土石坝; 地震; 安全控制标准; 极限抗震能力

中图分类号: TU47

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2013)01-0059-07

作者简介: 陈生水(1962-), 男, 江苏高淳人, 教授级高级工程师, 博士生导师, 主要从事土力学与土石坝工程科学研究与技术咨询工作。E-mail: sschen@nhri.cn。

Safety criteria and limit resistance capacity of high earth-rock dams subjected to earthquakes

CHEN Sheng-shui^{1, 2}, LI Guo-ying^{1, 2}, FU Zhong-zhi^{1, 2}

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. Key Laboratory of Earth-Rock Dam Failure Mechanism and Safety Control Techniques, Ministry of Water Resources, Nanjing 210029, China)

Abstract: By investigating and analyzing the earthquake damage performance and the in-situ observations of earth-rock dams, a series of criteria to control the safety of high earth-rock dams subjected to earthquakes are proposed in terms of three main influencing factors including slope stability, permanent deformation of the dam and deformation of peripheral joints. These criteria are used to study the limit earthquake-resistant capacity of a typical earth-core rockfill dam and a concrete faced rockfill dam, respectively. It is found that high earth-rock dams can resist strong earthquakes. The limit earthquake-resistant capacity of the two cases is as high as 0.5g, which means that the two dams can perform well without catastrophic subsequences even attacked by an earthquake with degree of nine. Furthermore, the limit earthquake-resistant capacity of high earth-rock dams largely depends on the safety criteria. The most important factor to control the safety of an earth-core rockfill dam under earthquakes is the slope stability while the deformation of the peripheral joint is the control factor for the safety of concrete faced rockfill dams.

Key words: high earth-rock dam; earthquake; safety criterion; limit earthquake-resistant capacity

0 引言

中国已建成的土石坝超过 8 万座, 是世界上土石坝数量最多的国家, 其中坝高超过 100 m 的就有近百座。随着水利水电资源开发利用进程的推进, 一批 200~300 m 级的高土石坝正在或即将开工建设, 它们大多位于高地震烈度区, 这些高坝大库一旦因地震而出险甚至溃决, 后果将是灾难性的。因此各国学者对土石坝, 特别是高土石坝的地震安全均十分重视, 提出了一系列土石坝地震安全的分析评价方法^[1-5], 为提

高土石坝的抗震设计水平, 确保其地震安全做出了重要贡献。调查表明^[6-7], 土石坝震害的主要表现为地震导致大坝坝坡失稳, 或使得坝体产生过大的永久变形导致防渗系统损伤甚至破坏。值得指出的是, 经受强震的土石坝, 出现损伤是难免的, 只要不危及大坝的整体安全且可修复, 这种损伤应该是可以接受的。但

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划集成项目(9125301); 国家自然科学基金项目(51209141, 51109141)

收稿日期: 2012-05-25

迄今为止,国内外对于土石坝损伤到何种程度是可以接受,即土石坝的地震安全控制标准要么规定不尽合理,要么尚没有明确的规定,造成目前土石坝的地震安全评价标准不明。因此,基于土石坝震害调查和原型观测资料分析,深入研究其极限抗震能力,提出相应的地震安全控制标准显得十分必要。

1 坝坡地震稳定安全控制标准

我国现行的《水工建筑物抗震设计规范》规定:“土石坝应采用拟静力法进行抗震稳定计算”,但大量研究和工程实例表明^[8-10],拟静力法不能很好反应地震动输入特性及坝体的动力反应,特别是地震产生的超静孔隙水压力对非黏性土坝坡稳定性的影响,因此近年来有限元时程分析法越来越多地被用于坝坡动力稳定计算。但无论是拟静力法或有限元时程分析法,都是以稳定安全系数小于规范规定的值作为安全控制标准,有限元时程分析法只是补充规定了稳定安全系数小于1的累计时间(例如2s)^[11]。需要指出的是,如果拟静力法或有限元时程分析法计算得出的滑动体仅发生在坝坡的浅表层,且不是坝体的要害部位,一般不会对大坝的整体稳定安全构成重大威胁。1975年海城地震中石门水库黏土心墙坝上游坝坡和1976年唐山地震中密云水库白河主坝上游防渗斜墙砂砾石保护层均发生滑动破坏,经修复后水库大坝可正常工作便是两个较为典型的案例^[6]。因此,仅采用坝坡地震稳定安全系数这一个指标尚不能很好表征土石坝的整体安全性,即土石坝的极限抗震能力。要合理评价土石坝的极限抗震能力,至少应采用坝坡地震稳定安全系数和滑动体的范围两个指标。

1.1 心墙堆石坝地震稳定安全控制标准

对于心墙堆石坝,防渗心墙的安全决定着坝体的整体稳定。同时,考虑到有限元时程分析法计算得出的坝坡稳定安全系数普遍高于拟静力法20%以上^[11],因此,建议心墙堆石坝的地震稳定安全控制标准如下:

(1) 坝坡稳定安全系数:采用拟静力法计算, $F_s < 1.0$,则坝坡失稳;采用有限元时程分析法计算,地震过程中,如果 $F_s < 1.2$ 的时间累加超过2s,则坝坡失稳。

(2) 滑动体范围:最危险滑弧通过心墙;最危险滑弧虽未通过心墙,但危及心墙安全,即满足下述剪断条件:

$$F_a + F_w > F_{sb} + F_{cb} + F_{ss} + F_{cs} \quad (1)$$

式中 F_a 为心墙上游侧坝体材料的主动土压力; F_w 为心墙承受的库水压力; F_{sb} 为沿破坏面底部作用的摩

擦力; F_{cb} 为破坏面底部的凝聚力; F_{ss} 为沿破坏面两侧作用的摩擦力; F_{cs} 为破坏面两侧的凝聚力。上述各作用力如图1所示,可分别用下列各式表示:

$$F_a = \frac{1}{2} B_2 \cdot h_s \left[\gamma_1 h_s \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) - 2c_1 \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) \right], \quad (2)$$

$$F_w = \frac{1}{2} \gamma_w h_w^2 \cdot B_2, \quad (3)$$

$$F_{sb} = W \tan \varphi_2, \quad (4)$$

$$F_{cb} = c_2 L_2 B_2, \quad (5)$$

$$F_{ss} = K \cdot \gamma_2 h_s^2 \cdot L_2 \tan \varphi_2, \quad (6)$$

$$F_{cs} = c_2 h_s (L_1 + L_2), \quad (7)$$

式中, B_1 为滑动体顶宽, B_2 为滑动体底宽, L_1 为心墙顶宽, L_2 为心墙剪断面宽度, W 为心墙上游侧坝体材料的重量在破坏面上的分量, γ_w 为水的重度, γ_1 为坝壳料的重度, γ_2 为心墙料的重度, c_1 为坝壳料的凝聚力, c_2 为心墙料的凝聚力, φ_1 为坝壳料的内摩擦角, φ_2 为心墙料的内摩擦角, h_s 为坝顶与心墙剪断面高差, h_w 为剪断面以上水头。

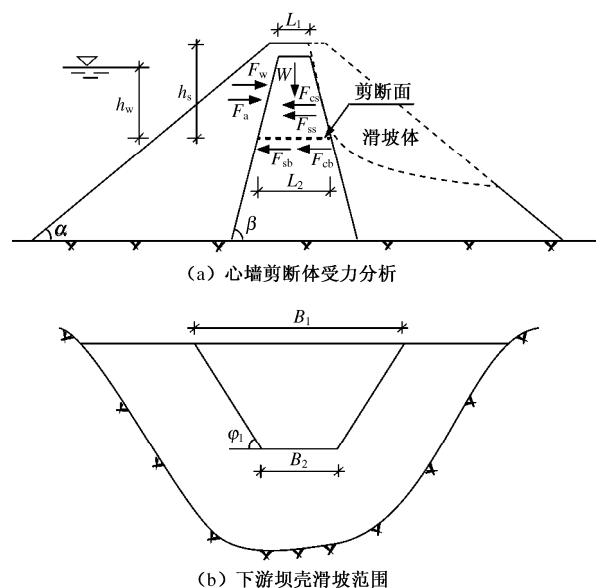


图1 下游坝坡发生滑动后心墙受力示意图

Fig. 1 Schematic diagram of forces acting on earth core after failure of downstream slope

1.2 面板堆石坝地震稳定安全控制标准

与高心墙堆石坝类似,如果地震只是导致面板堆石坝坝坡表面少量石块滚落或滑动体只是出现在坝坡浅表层,又不在坝体的要害部位,则不会对大坝的整体稳定安全构成重大威胁。但如果滑动体使得坝顶宽度明显减小,导致防渗面板及其接缝受力状态恶化,将危及大坝整体稳定安全。因此,建议混凝土面板堆石坝的地震稳定安全控制标准如下:

(1) 坝坡稳定安全系数:采用拟静力法计算,

$F_s < 1.0$, 则坝坡失稳; 采用有限元时程分析法计算, 地震过程中, 如果 $F_s < 1.2$ 的时间累加超过 2 s, 则坝坡失稳。

(2) 滑动体使得坝顶宽度减小 1/3 以上。

2 坝体变形安全控制标准

地震将导致土石坝产生不可恢复的永久变形, 过大的变形以及坝体各接触部位变形的不均匀性有可能导致坝体发生裂缝, 或使防渗系统和各接触部位发生破坏, 从而危及大坝安全。调查表明^[6-7, 12], 土石坝的地震永久变形具有以下特点: ①坝体的沉降一般大于水平位移, 沉降和水平位移沿坝高逐渐增大, 最大断面处坝顶沉降量(震陷量)最大; ②坝体沿河向水平位移的方向指向下游, 坝体两坝肩纵向水平位移方向指向河谷中央; ③心墙坝坝壳的沉降量一般大于心墙, 上游坝壳的沉降量大于下游坝壳的沉降量。因此可以考虑采用坝顶震陷量作为大坝的变形控制指标。

通过研究分析国内外 125 座土石坝经地震后的震陷率 δ (坝顶震陷量与坝高之比 $\Delta H/H$, 见图 2) 可以发现^[12-13], 震陷率大于 1% 的土石坝损伤程度均属严重等级, 但几乎是没有经过重型机械设备碾压的均质坝和水力冲填坝, 如奥斯汀 (Austrian) 与下村山 (Lower Murayama) 等土坝。菲律宾最大坝高 131 m 的安布克劳 (Ambuklao) 心墙堆石坝于 1990 年 7 月经受 7.7 级地震, 震中距坝址仅 10 km, 坝址地震峰值加速度达 0.49g, 导致大坝坝顶产生 1.1 m 的震陷量, 震陷率达 0.84%, 大坝虽严重损伤, 但未溃决, 经加固修复后正常运行。美国最大坝高 27.4 m 的 Hebgen 土坝于 1959 年 8 月 17 日经受了 7.6 级的强烈地震, 发震断层距右坝肩约 210 m, 地震导致该坝坝顶产生了 1.59 m 的震陷量, 虽下游坝坡下部出现了明显的滑坡迹象, 但大坝没有溃决。2008 年 5 月 12 日汶川地震导致最大坝高 156 m 的紫坪铺混凝土面板堆石坝坝顶发生 1.0 m 左右的震陷量, 相对震陷量达 0.64%, 尽管坝体和防渗面板出现较为严重损伤, 但大坝整体稳定, 经修复后目前已正常运行。因此建议: 对于心墙堆石坝以坝顶震陷率小于 1% 作为地震变形控制标准; 至于面板堆石坝, 尽管工程实践已经证明^[14], 对于级配良好的堆石体, 在防渗面板发生严重损伤, 坝体出现严重漏水后, 大坝短期内也不会溃决, 但考虑到水库大坝安全的重要性及公众对面板损伤的接受程度, 建议以坝顶震陷率小于 0.6% 作为面板堆石坝的地震变形控制标准。

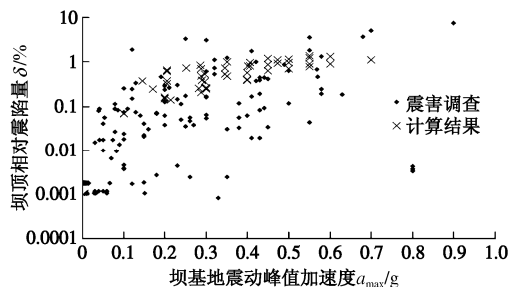


图 2 相对震陷量与地震峰值加速度的关系

Fig. 2 Relationship between relative crest settlement and peak ground acceleration

3 面板接缝变形

混凝土面板是面板堆石坝防渗系统的重要组成部分, 其接缝, 特别是周边缝被称为面板堆石坝的“生命线”, 接缝产生过大的变形, 将使止水结构发生破坏, 如及时发现并采取有效措施, 将导致大坝发生渗透破坏, 甚至溃决。分析国内外多座面板堆石坝面板周边缝变形(包括沉陷量、张开位移和剪切位移)的实测资料, 发现面板周边缝位移的大小主要与坝高、大坝堆石体自身性质及压实质量、河谷形状等有关。考虑到新近建设和拟建的高土石坝一般均采用现代先进的碾压机械施工, 坝体堆石料选用及分区均进行精心设计, 因此可近似认为面板周边缝变形主要与大坝高度有关。首先整理分析了坝高范围为 35.5~233.0 m 的 71 座面板堆石坝面板周边缝沉陷与坝高的关系、72 座面板堆石坝面板周边缝张开位移与坝高的关系以及 28 座面板堆石坝面板周边缝剪切位移与坝高的关系, 如图 3~5 所示。

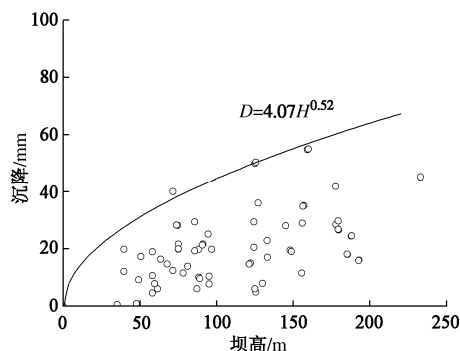


图 3 面板周边缝沉陷与坝高的关系

Fig. 3 Relationship between settlement of peripheral joints and dam height

考虑到这些大坝没有出现因面板接缝失效而溃决的事实, 为安全起见, 建议将这些实测资料的上包线作为面板接缝变形的安全控制标准。由图 3~5 上包线表达式可以计算得出 100, 200 和 300 m 高面板堆石

坝的接缝变形安全控制值如表 1。

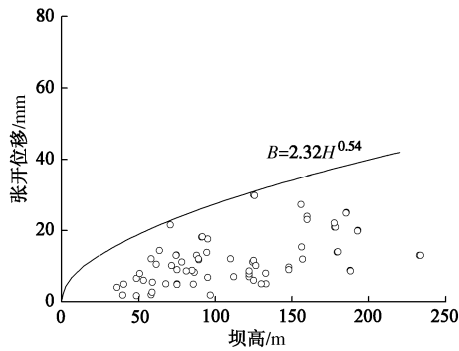


图 4 面板周边缝张拉位移与坝高的关系

Fig. 4 Relationship between opening of peripheral joints and dam height

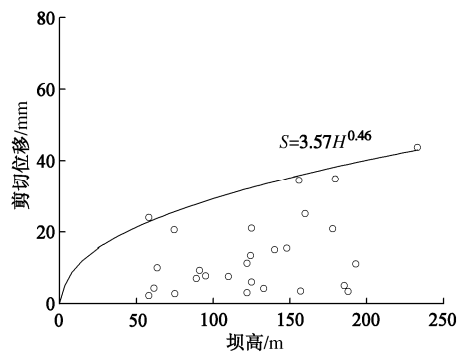


图 5 面板周边缝剪切位移与坝高的关系

Fig. 5 Relationship between shearing of peripheral joints and dam height

表 1 高面板堆石坝周边缝变形安全控制值

Table 1 Safety controlling values for displacement of peripheral joints of high concrete faced rockfill dams			
坝高/m	沉陷/mm	张拉/mm	剪切/mm
100	45	30	30
200	60	40	40
300	80	50	50

4 高土石坝极限抗震能力分析

采用本文建议的高土石坝地震安全控制标准和相关计算机软件，分别对一座高心墙堆石坝和一座高面板堆石坝的极限抗震能力进行了计算分析，并对控制该两种坝型极限抗震能力的因素进行了讨论。

4.1 高心墙堆石坝的极限抗震能力分析

某砾质土心墙堆石坝最大坝高为 261.5 m，心墙顶宽为 10 m，心墙上、下游坡度均为 1：0.2，坝顶宽度为 18 m，上游坝坡坡度为 1：1.9，下游坝坡坡度为 1：1：8。大坝地震设防烈度为 9 度，相应基岩输入水平峰值加速度为 0.436g，地震加速度时程曲线见图 6。静力计算时，土石料的本构模型选用 Duncan E-B 模型，动力计算模型采用沈珠江建议的等价黏弹性模型，

计算参数由室内试验得出。在进行极限抗震分析时，将地震峰值加速度调高至 0.50g~0.65g。

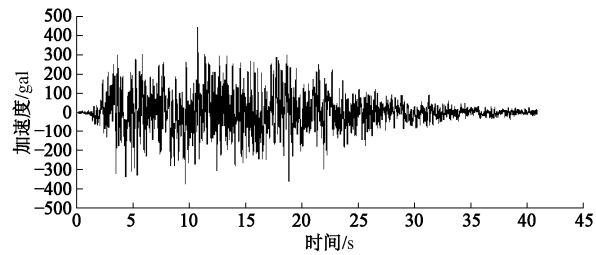


图 6 基岩加速度时程曲线

Fig. 6 History of base acceleration

采用拟静力法和有限元时程法计算得出对应于不同基岩输入水平峰值加速度的上下游坝坡稳定安全系数见表 2。从表中可以看出，采用拟静力法计算时，当基岩输入水平峰值加速度超过 0.55g 时，上游坝坡的稳定安全系数已不满足要求；采用有限元时程法计算时，当基岩输入水平峰值加速度超过 0.60g 时，上游坝坡的稳定安全系数已不满足要求。两种情况下最小安全系数对应的滑动体均通过心墙（如图 7 和图 8 所示），严重威胁大坝安全。因此从坝坡稳定安全性来看，该坝的极限抗震能力应在 0.55g~0.60g 之间。

表 2 拟静力法和有限元法计算得到的安全系数

Table 2 Safety factors using pseudo-static method and finite element method			
element method			
工况	上游坡	下游坡	允许值
拟静力法	0.50g	1.108	1.0
	0.55g	1.023	
	0.60g	0.960	
	0.65g	0.894	
	0.70g	0.847	
	0.75g	0.787	
有限元法	0.50g	1.419	1.2
	0.55g	1.315	
	0.60g	1.226	
	0.65g	1.141	

表 3 给出了对应不同基岩输入水平峰值加速度的大坝坝顶最大震陷量和震陷率。从表中可以看出，随着不同基岩输入水平峰值加速度的提高，大坝坝顶震陷量与震陷率增大，当水平峰值加速度达到 0.65g，大坝震陷率已超过 1%，因此从大坝震陷量的角度来看，该坝的极限抗震能力应在 0.60g~0.65g 之间。故综合判断大坝的极限抗震能力在 0.55g~0.60g 左右，对于该高心墙堆石坝，坝坡稳定是其极限抗震能力的控制因素。

表 3 不同地震峰值加速度下心墙坝坝顶震陷量与震陷率

Table 3 Crest settlement of earth core dam induced by earthquakes with different peak accelerations		
加速度峰值	坝顶震陷量/cm	震陷率/%
0.50g	203.5	0.78
0.55g	222.0	0.85
0.60g	244.0	0.93
0.65g	266.3	1.02

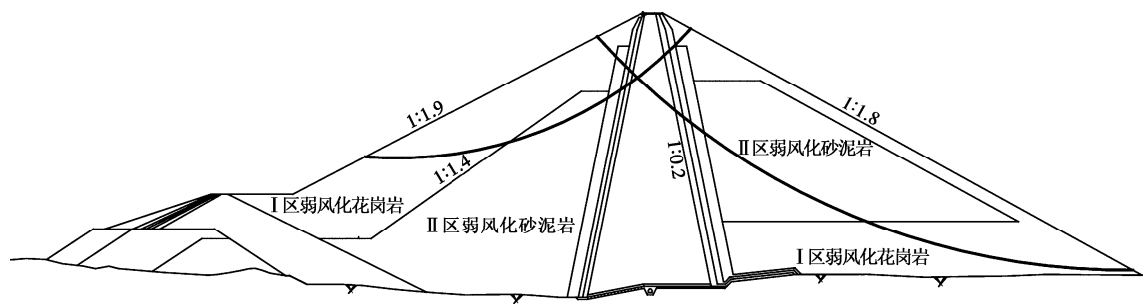


图 7 拟静力法得出的最小安全系数对应的滑弧 (0.55g)

Fig. 7 Slip surfaces corresponding to minimum safety factor using pseudo-static analysis (0.55g)

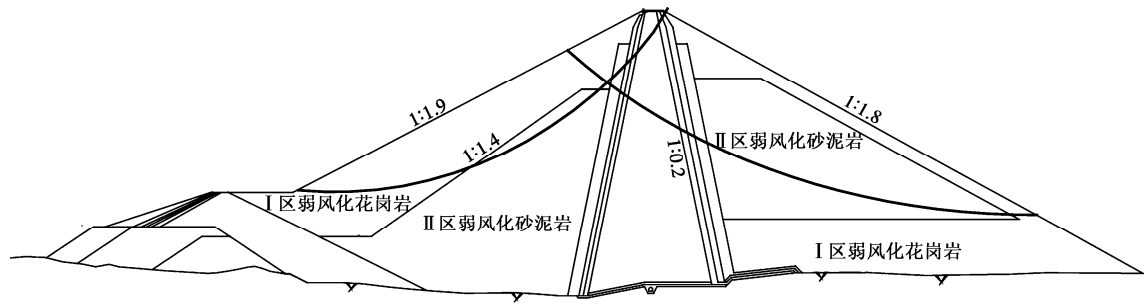


图 8 有限元时程法得出的最小安全系数对应的滑弧 (0.60g)

Fig. 8 Slip surfaces corresponding to minimum safety factor using finite element analysis (0.60g)

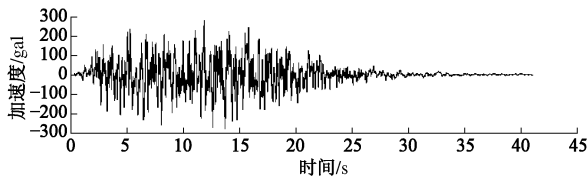


图 9 基岩加速度时程曲线

Fig. 9 History of base acceleration

4.2 高面板堆石坝的极限抗震能力分析

某混凝土面板堆石坝最大坝高 155 m, 坝顶宽度 12 m, 上游坝坡 1:1.4, 下游坝坡二级马道以下 1:1.4, 以上为 1:1.7。坝址区地震基本烈度为 7 度, 按 8 度地震设防, 100 a 超越概率为 2% 的地震加速度时程曲线见图 9, 在进行极限抗震分析时将其峰值加速度分别调高至 0.40g~0.70g。静力计算模型采用“南水”模型, 动力计算模型采用沈珠江建议的等价黏弹性模型, 计算参数由室内试验得出^[15]。

采用拟静力法计算得出的该大坝竣工和蓄水期的坝坡地震稳定安全系数见表 4, 两种工况下最小安全系数对应的滑弧均使坝顶宽度减小超过 1/3, 如图 10 所示。可以看出, 从坝坡稳定安全性来看, 该坝的极限抗震能力应在 0.65g~0.70g 之间。

表 5 给出了对应不同基岩输入水平峰值加速度的大坝最大震陷量和震陷率。从表中可以看出, 随着不同基岩输入水平峰值加速度的提高, 大坝震陷量与震陷率增大, 当水平峰值加速度达到 0.70g, 大坝震陷率已超过 0.6%, 因此从大坝震陷量的角度来看, 该坝的

极限抗震能力应在 0.65g~0.70g 之间。

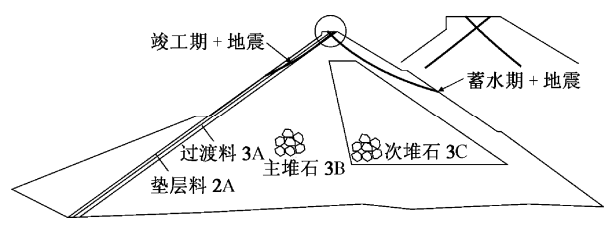


图 10 拟静力法计算得出的面板坝最小安全系数对应的滑弧

Fig. 10 Slip surfaces corresponding to minimum safety factor using pseudo-static analysis

表 4 不同峰值加速度下面板坝坝坡的地震安全系数

Table 4 Safety factors of slope excited by earthquakes with different peak accelerations			
工况	上游坡	下游坡	允许值
竣工期	0.40g	1.350	1.0
	0.45g	1.332	
	0.50g	1.212	
	0.55g	1.144	
	0.60g	1.063	
	0.65g	1.008	
	0.70g	0.941	
蓄水期	0.40g	1.483	1.0
	0.45g	1.415	
	0.50g	1.324	
	0.55g	1.272	
	0.60g	1.187	
	0.65g	1.130	
	0.70g	1.068	

表 5 不同地震峰值加速度下面板坝顶震陷量与震陷率

Table 5 Crest settlement of concrete faced dam induced by earthquakes with different peak accelerations

加速度峰值	坝顶震陷量/cm	震陷率/%
0.40g	71.4	0.46
0.45g	73.0	0.47
0.50g	76.8	0.50
0.55g	79.2	0.51
0.60g	84.7	0.55
0.65g	88.6	0.57
0.70g	94.3	0.61

表 6 给出了不同基岩输入水平峰值加速度面板周边缝三向位移计算结果。根据该坝坝高,采用本文建议的面板接缝变形地震安全控制标准,该坝周边缝沉陷量应小于 56 mm,剪切位移和张开位移应小于 36 mm。按照这一标准,从面板接缝安全角度来看,该大坝的极限抗震能力应在 0.50g~0.55g 之间。故综合判断该面板堆石坝的极限抗震能力在 0.50g~0.55g 之间,可以发现,对于高面板堆石坝,面板接缝安全是其极限抗震能力的控制因素。

表 6 不同地震峰值加速度下周边缝的三向位移

Table 6 Displacement of peripheral joints after earthquakes with different peak accelerations

地震加速度峰值	剪切/mm	沉陷/mm	张开/mm
0.40g	29.0	39.7	26.1
0.45g	31.4	45.3	30.0
0.50g	35.3	49.2	33.3
0.55g	44.3	54.6	40.4
0.60g	49.7	60.7	45.6
0.65g	53.8	65.1	50.5
0.70g	60.0	70.4	54.1

5 结语和建议

基于土石坝震害调查和原型观测资料分析,针对高土石坝的坝坡稳定、坝体地震永久变形以及混凝土面板接缝位移 3 个影响高土石坝安全的主要因素,初步建议了相应的地震安全控制标准,利用其分别对高心墙堆石坝和面板堆石坝的极限抗震能力进行了计算分析,结果表明:高土石坝具有较强的抗震能力,其极限抗震能力在 0.50g 以上,可抵抗 9 度以上地震而不致于出现灾难性后果;高土石坝的极限抗震能力与相应的地震安全控制标准密切相关,按照本文建议的标准,高心墙堆石坝坝坡稳定是其极限抗震能力的控制因素,高面板堆石坝面板周边缝安全是其极限抗震能力的控制因素。

需要指出的是,高土石坝地震安全控制标准的确定是一项十分重要和复杂的工作,本文建议标准的合

理性尚需接受更多实际工程的检验。事实上,高土石坝的坝坡稳定、坝体地震永久变形以及混凝土面板接缝位移 3 个影响高土石坝安全的主要因素是相互关联的,今后应进一步收集分析典型高土石坝的震害资料,开展高土石坝的地震破坏机理试验研究,深入分析上述 3 个影响高土石坝安全的主要因素 的耦联关系,建立以坝体地震变形为核心指标、以模型试验与计算机软件为主要工具的高土石坝地震安全控制标准和极限抗震能力分析 方法;同时,考虑到地震动和坝体材料参数不确定性的影响,在高土石坝地震安全控制标准中引入风险概率理念也显得很有必要。

参考文献:

[1] SEED H B, IDRIS I M. Soil modules and damping factors for dynamic response analyses[R]. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1970.

[2] 赵剑明, 汪闻韶, 常亚屏, 等. 高面板坝三维真非线性地震反应分析方法及模型试验验证[J]. 水利学报, 2003, 9: 12 - 18. (ZHAO Jian-ming, WANG Wen-shao, CHANG Ya-ping, et al. 3D authentic nonlinear method for dynamic analysis of high CFRD[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003, 9: 12 - 18. (in Chinese))

[3] SEED H B. Consideration in the earthquake resistance design of earth and rockfill dams[J]. Géotechnique, 1979, 3: 215 - 263.

[4] 沈珠江, 徐 刚. 堆石料的动力变形特性[J]. 水利水电科学 研究, 1996, 2: 143 - 150. (SHEN Zhu-jian, XU Gang. Deformation behaviour of rock materials under cyclic loading[J]. Hydro-Science and Engineering, 1996, 2: 143 - 150. (in Chinese))

[5] NEWMARK N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. Géotechnique, 1965, 15(2): 139 - 159.

[6] 顾淦臣, 沈长松, 岑威钧. 土石坝地震工程学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2009. (GU Gan-cheng, SHEN Chang-song, CEN Wei-jun. Earthquake engineering for earth-rock dams[M]. Beijing: China Water Power Press, Beijing, 2009. (in Chinese))

[7] 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 Rock-fill Dam[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(6): 795 - 801. (in Chinese))

- [8] GAZETAS G. Seismic response of earth dams: some recent developments[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1987, 6(1): 2 - 47.
- [9] 邹德高, 周 扬, 孔宪京, 等. 高土石坝加速度响应的三维有限元研究[J]. 岩土力学, 2011(增刊 1): 656 - 661. (ZOU De-gao, ZHOU Yang, KONG Xian-jing, et al. 3D FEM study of acceleration response of high earth-rock dams[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(S1): 656 - 661. (in Chinese))
- [10] US Department of Homeland Security. Federal guidelines for dam safety, earthquake analyses and design of dams[R]. 2005.
- [11] 李国英, 沈 婷, 赵魁芝. 高心墙堆石坝地震动力特性及抗震极限分析[J]. 水利水运工程学报, 2010, 1: 1 - 8. (LI Guo-ying, SHEN Ting, ZHAO Kui-zhi. Seismic dynamic behaviour and limit seismic analysis on high earth core rockfill dams[J]. Hydro-Science and Engineering, 2010, 1: 1 - 8. (in Chinese))
- [12] 李国英, 任 强, 米占宽, 等. 糯扎渡水电站抗震深化研究—土石坝震害调查[R]. 南京水利科学研究院 (研究报告), 2010. (LI Guo-ying, REN Qiang, MI Zhan-kuan, et al. Study on the earthquake responses of the Nuozhadu hydropower station: Earthquake damage investigations[R]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2010. (in Chinese))
- [13] 刘 君, 刘 博, 孔宪京. 地震作用下土石坝坝顶沉降估算[J]. 水力发电学报, 2012, 31(2): 183 - 191. (LIU Jun, LIU Bo, KONG Xian-jing. Estimation of earthquake induced crest settlements of earth and rock-fill dams[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2012, 31(2): 183 - 191. (in Chinese))
- [14] 顾淦臣, 束一鸣, 沈长松. 土石坝工程经验与创新[M]. 北京: 中国电力出版社, 2004. (GU Gan-cheng, SHU Yi-ming, SHEN Chang-song. Experiences and innovations in earth-rock dam engineering[M]. Beijing: China Electric Power Press, 2004. (in Chinese))
- [15] 陈生水, 李国英, 酆能惠, 等. 高土石坝地震安全评价与控制新方法研究[R]. 南京: 南京水利科学研究院, 2011. (CHEN Sheng-shui, LI Guo-ying, LI Neng-hui, et al. New safety evaluation and safety controlling methods for high earth-rock dams subjected to earthquakes shaking[R]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2011. (in Chinese))

《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学研究和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿, 倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿, 并优先刊用这些稿件。主要栏目有论文、短文、工程实录、焦点论坛、学术讨论和动态简讯等。

本刊被《中文核心期刊要目总览》连续 4 版确认为核心期刊, 并在建筑类核心期刊中排列首位; 本刊被收录为国家科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊), 并被评价为“百种中国杰出学术期刊”; 本刊被“中国科技论文与引文数据库”、“中国期刊全文数据库”和“中文科技期刊数据库”

等多个国内重要的数据库收录, 并可在《中国学术期刊(光盘版)》、《中国期刊网》以及本刊网站全文检索; 本刊被美国工程索引 Ei Compendex 等国际检索系统收录。

本刊读者对象为土木建筑、水利电力、交通运输、矿山冶金、工程地质等领域中从事岩土工程及相关专业的科研人员、设计人员、施工人员、监理人员和大专院校师生。

本刊为月刊, A4 开, 双栏排版, 192 页, 每月中旬出版, 每期定价 25 元, 全年 300 元。

本刊国际标准刊号 ISSN1000 - 4548, 国内统一刊号 CN 32 - 1124/TU, 国内发行代号 28 - 62, 国外发行代号 MO 0520。欢迎广大读者在全国各地邮局订购, 也可在编辑部订购(不另收邮费)。编辑部订购地址: (210024) 南京虎踞关 34 号《岩土工程学报》编辑部; 联系电话: (025) 85829534, 85829553; 传真: (025) 85829555; E-mail: ge@nhri.cn。

(本刊编辑部)