

高心墙堆石坝的极限抗震能力研究

赵剑明,刘小生,陈 宁,常亚屏,刘启旺,王 宏

(中国水利水电科学研究院,北京 100048)

摘 要: 针对强震区高心墙堆石坝的特点,在对高土石坝进行三维真非线性有效应力地震反应分析的基础上,提出了一套高土石坝极限抗震能力的研究方法。结合两河口工程,从稳定、变形、防渗体安全等方面对两河口高心墙堆石坝的极限抗震能力进行了研究和分析。根据坝坡稳定性、地震残余变形、液化可能性、单元抗震安全性及防渗体安全等多角度的评价结果,初步认为两河口高心墙堆石坝的极限抗震能力为 $0.45g \sim 0.50g$ 。

关键词: 水工结构;极限抗震能力;三维真非线性动力有限元法;心墙堆石坝;坝坡稳定性;地震残余变形

中图分类号: TV312

文献标识码: A

Research on the maximum anti-seismic capability of high earth core rock-fill dam

ZHAO Jianming, LIU Xiaosheng, CHEN Ning, CHANG Yaping, LIU Qiwang, WANG Hong

(China Institute of Water Resources AND Hydropower Research, Beijing 100048)

Abstract: An analysis method is proposed to evaluate the maximum anti-seismic capability of high earth core rock-fill dam. The method is based on the 3D authentic nonlinear effective stress dynamic analysis, and the conditions of strong earthquake are considered. The focus is on the decisive factors of the seismic safety, stability, deformation and safety of the impervious core. The method was successfully applied to the Lianghekou dam. A comprehensive analysis on the calculations of the dam slope dynamic stability, the earthquake-induced permanent deformation, the liquefaction potential, the element anti-seismic safety as well as the sand seismic safety of impervious core, indicates the maximum anti-seismic capability of this dam is $0.45g \sim 0.50g$.

Key words: hydro-structure; maximum anti-seismic capability; 3-D authentic nonlinear dynamic FEM; core rock-fill dam; dynamic stability of dam slope; earthquake-induced permanent deformation

0 引言

5.12 汶川大地震后,强震区高坝的安全问题倍受关注。为了加强水电工程防震抗震工作,5.12 汶川大地震后,国家发改委能源局先后发布了《国家发展改革委关于加强水电工程防震抗震工作有关要求的通知》(发改能源[2008]1242号)和《国家能源局关于委托开展水电工程抗震复核工作的函》(国能局综函[2008]16号)。水利水电规划设计总院制定了《水电工程防震抗震研究设计及专题报告编制暂行规定》(水电规计[2008]24号)(以下简称24号文),对水电工程防震抗震研究设计提出了具体规定。按照24号文的要求,对于处在高烈度区、特别重要的、失事后可能产生严重次生灾害的挡水建筑物,要研究、分析、评价其极限抗震能力。

大坝的极限抗震能力,尤其是高土石坝的极限抗震能力,目前没有统一的标准可参照,需要进行探索性的深入研究工作。本文研究者结合当前大型水电工程的抗震复核工作,对长河坝、两河口等高土石坝的极限抗震能力进行了探索和研究,初步提出了一套高土石坝极限抗震能力的评价方法,本文中以两河口高心墙堆石坝为例论述和探讨有关研究成果。

两河口水电站位于四川省甘孜州雅江县境内的雅砻江干流上,为雅砻江中、下游的“龙头”水库,对整个雅砻

收稿日期: 2009-04-20

基金项目: 国家自然科学基金委员会和二滩公司雅砻江联合基金(50639060),水利部“948”项目(200929)

作者简介: 赵剑明(1970—),男,教授级高工。E-mail: zhaojm@iwhr.com

江梯级电站的开发影响巨大。本电站的开发任务主要为发电。电站采用坝式开发,拦河大坝采用土心墙堆石坝型,最大坝高 295m。水库正常蓄水位 2 865m,相应库容 101.54 亿 m^3 ,电站装机容量 3 000MW,多年平均发电量 114.91 亿 kW·h。砾石土直心墙堆石坝坝顶高程为 2 875.00m,河床部位心墙底开挖高程 2 580.00m,基底设 2m 厚混凝土基座,基座内设置帷幕灌浆廊道,最大坝高 295m(含 2m 厚基座);坝顶宽度为 16m,上游坝坡坡比为 1 2.0,在 2 790.00m 高程处设 5m 宽的马道;下游坝坡坡比为 1 1.90。大坝防渗心墙顶宽为 6m,顶高程 2874.00m,心墙上、下游坡比均为 1 0.2。坝址河床覆盖层厚度较薄,实测最大厚度为 12.4m,坝体建基面的河床覆盖层全部挖除。

经国家地震局烈度鉴定委员会审定,工程场地地震基本烈度为 7 度,50 年超越概率 10% 的基岩水平峰值加速度为 137.2cm/s^2 ,100 年超越概率 2% 的基岩水平峰值加速度为 287.8cm/s^2 。

1 地震反应分析方法与极限抗震能力研究方法

1.1 土石料的三维真非线性动力本构模型

土石料的动力本构模型采用中国水科院的三维真非线性动力本构模型^[1]。该模型将土视为粘弹塑性变形材料,模型由初始加荷曲线、移动的骨干曲线和开放的滞回圈组成。这种真非线性模型的特点是:(1)与等效线性粘弹性模型相比,能够较好地模拟残余应变,用于动力分析可以直接计算残余变形,在动力分析中可以随时计算切线模量并进行非线性计算,这样得到的动力响应过程能够更好地接近实际情况;(2)与基于 Masing 准则的非线性模型相比,增加了初始加荷曲线,对剪应力比超过屈服剪应力比时的剪应力应变关系的描述较为合理,滞回圈是开放的,考虑了振动次数和初始剪应力比等对变形规律的影响。模型的方程、加载准则和参数见文献[1]。

在此非线性动力模型中,骨干曲线和滞回圈的原点不断移动产生残余变形,即有:

$$\gamma = \gamma_0 + \gamma_h \quad (1)$$

式中, γ 为剪应变, γ_0 为骨干曲线和滞回圈原点相应的剪应变或称塑性剪应变; γ_h 是以 γ_0 为零点的剪应变。

堆石坝体及地基主要采用三维八结点六面体等参单元来模拟,在边界不规则处采用六结点五面体三棱柱单元来填充。采用三维各向异性有厚度薄单元^[1]来模拟不同材料间的接触面特性。

为了更合理地进行心墙坝的地震反应分析,本文采用了有效应力分析方法。计算中直接利用动孔压比与动剪应力比关系曲线来计算振动孔隙水压力的产生;利用结点等价体积和三维结点等价流量的概念^[2],结合 Biot 固结理论,不仅考虑了孔隙水压力的产生增长,而且考虑了孔隙水压力的消散和扩散,即应用排水有效应力方法,具体过程见文献[2]。

1.2 残余变形计算方法

除了采用基于粘弹塑性模型的真非线性动力反应分析方法直接计算残余变形外,土石坝残余变形的分析方法还有滑动体位移分析法和整体变形分析法两大类^[3]。本研究配合真非线性计算方法,还采用了基于应变势概念的整体变形分析方法,详见文献[4]。

1.3 抗震安全性分析方法

1. 液化可能性评价方法

本文采用了有效应力分析方法,则采用孔压比作为液化判别指标,如果孔压比接近或等于 1,则单元液化。

2. 坝体单元抗震安全性的评价方法

在运用有限元法计算出坝坡单元的静应力和地震作用下的动应力后,按下式计算坝体单元的抗震安全系数 F_c :

$$F_c = \tau_f / \tau \quad (2)$$

其中, τ_f 为单元潜在破坏面抗剪强度, τ 为单元潜在破坏面上的总剪应力,为静剪应力和等效动剪应力之和。

3. 坝坡动力有限元抗滑稳定性分析方法

在运用有限元法计算出土石坝单元的静应力和地震作用下的动应力后,则可以利用来进一步分析坝坡的抗震稳定性。坝坡地震抗滑稳定安全系数按下式计算:

$$F_s = \frac{\sum_i \tau_{fi} + c_i l_i}{\sum_i \tau_i} \quad (3)$$

式中 τ_{fi} 和 τ_i 为第 i 单元滑动面上的法向有效应力和切向应力, ϕ_i 、 c_i 为滑动面上第 i 单元的动有效应力抗剪强

度指标, l_i 是滑动面通过第 i 单元的长度。

1.4 极限抗震能力研究方法

鉴于目前对极限抗震能力没有统一的评价标准,需要进行多种工况、多种角度的综合分析,考虑到变形、稳定和防渗体安全是决定高土石坝抗震安全的关键因素,本研究提出分别从稳定、变形、防渗体安全等方面,对大坝的极限抗震能力进行研究和分析。具体包括:

1. 从坝坡稳定的角度分析大坝的极限抗震能力

采用动力法(包括动力时程线法和动力等效值法)来分析不同等级强震作用下坝坡的地震稳定性,研究可引发溃坝的坝坡失稳状态,分析大坝的极限抗震能力。

2. 从地震永久变形的角度分析大坝的极限抗震能力

计算不同等级强震作用下大坝的地震永久变形,研究地震永久变形与大坝整体安全的关系,分析大坝的极限抗震能力。

3. 从液化可能性、单元抗震安全性及防渗体安全的角度分析大坝的极限抗震能力

计算不同等级强震作用下大坝的单元抗震安全系数,评判液化可能性、单元动力剪切破坏的可能性及防渗体的安全性及其与大坝整体安全的关系,分析大坝的极限抗震能力。

4. 综合分析大坝的极限抗震能力

基于上述计算结果,综合稳定、变形、防渗体安全等,分析大坝的极限抗震能力。

2 两河口高心墙堆石坝的极限抗震能力研究

2.1 计算条件及输入地震动参数

为了研究大坝的极限抗震能力,在设计地震(基岩水平峰值加速度为 288cm/s^2)和校核地震(基岩水平峰值加速度为 345cm/s^2)下的地震反应分析的基础上,又分别计算了基岩水平峰值加速度分别为 $0.40g$ 、 $0.45g$ 、 $0.50g$ 、 $0.55g$ 、 $0.60g$ 和 $0.70g$ 时的大坝地震反应情况,并分别从稳定、变形、防渗体安全等方面,对大坝的极限抗震能力进行研究和分析。计算时大坝水位为正常蓄水位。

动力计算参数根据中国水科院完成的两河口坝料动力特性试验成果^[5]选取,篇幅所限,具体见文献[5]。

输入地震加速度时程曲线设计地震时采用设计地震场地波地震加速度时程曲线,其它工况均采用校核地震场地波地震加速度时程曲线,按不同强震等级调整输入加速度峰值。同时输入水平向(顺河向和横河向)和竖向地震,竖向地震输入加速度峰值取为水平向的 $2/3$ 。图 1 为大坝有限元网格剖分情况。图 2 是校核地震场地波的水平向 1 的地震加速度时程曲线。

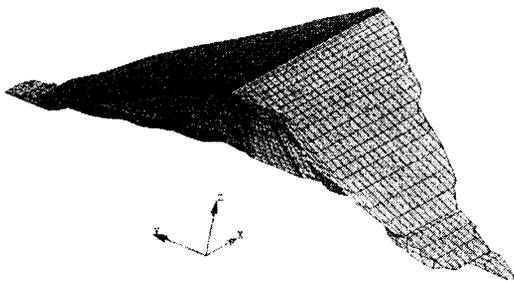


图 1 大坝三维有限元网格

Fig. 1 FEM mesh of dam

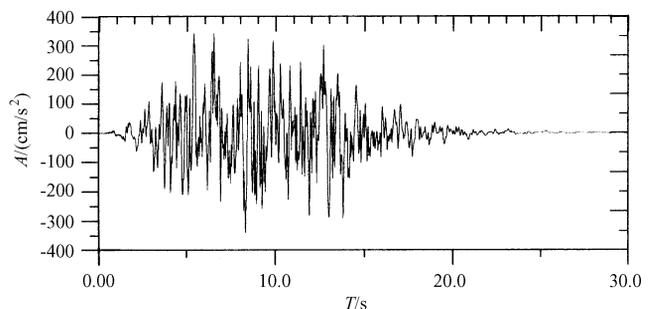


图 2 输入地震加速度时程曲线

Fig. 2 Inputted ground acceleration curve

2.2 从坝坡稳定的角度分析大坝的极限抗震能力

在动力反应分析的基础上,采用动力法(包括动力时程线法和动力等效值法)分析了不同等级强震作用下坝坡的地震稳定性。不同等级强震作用下坝坡的地震稳定性计算结果汇总如下表 1 所示。作为代表,图 3 给出了输入水平峰值加速度为 $0.50g$ 时抗震稳定最小安全系数时程曲线。

可见,(1)设计地震($0.29g$)下,坝坡稳定性满足抗震安全性要求;(2)校核地震($0.35g$)下,能够满足“校核地震下不溃坝”的抗震设计要求;(3)输入基岩峰值加速度为 $0.45g$ 时,按动力时程线法算得大坝上下游坝坡抗震稳定安全系数时程曲线最小值小于 1,但按动力等效值法算得的最小安全系数仍然在 1.1 左右,整体上依然可满足

不溃坝的抗震稳定性要求的;(4)输入基岩峰值加速度为 0.50g 时,按动力时程线法算得大坝上下游坝坡抗震稳定安全系数时程曲线最小值小于 1,按动力等效值法算得的最小安全系数大于 1,但比较接近 1,结合其他因素判断,此地震作用下,难以确保坝坡的安全性,大坝的整体安全性存在风险;(5)输入基岩峰值加速度大于 0.55g 时,按动力时程线法算得大坝上下游坝坡抗震稳定安全系数时程曲线最小值远小于 1,按动力等效值法算得的最小安全系数也小于 1,此地震作用下,大坝的整体安全性得不到保证。综上分析,从坝坡稳定的角度来看,初步认为大坝的极限抗震能力为 0.45g~0.50g。

表 1 不同等级强震作用下坝坡的地震稳定性

Table 1 The dynamic stability of dam slope under different earthquake intensity

输入基岩峰值加速度/g		0.29	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.70	
坝坡抗震稳定 最小安全系数	上游坡	动力时程线法	1.19	1.03	0.94	0.87	0.81	0.76	0.71	0.61
		动力等效值法	1.46	1.31	1.21	1.13	1.05	0.95	0.88	0.75
	下游坡	动力时程线法	1.17	1.01	0.92	0.85	0.79	0.72	0.67	0.57
		动力等效值法	1.43	1.28	1.17	1.08	1.01	0.92	0.85	0.72

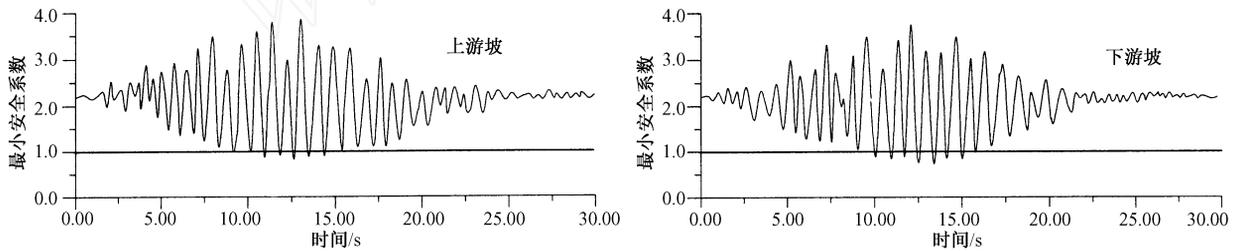


图 3 坝坡抗震稳定最小安全系数时程曲线(0.5g)

Fig. 3 The time history of the minimum safety factor of dynamic stability of dam slope(0.5g)

2.3 从地震残余变形的角度分析大坝的极限抗震能力

在动力反应分析的基础上,计算了不同等级强震作用下大坝的地震残余变形。不同等级强震作用下大坝地震残余变形计算结果汇总如下表 2 所示。震陷倾度定义为坝顶最大震陷与最大震陷部位距岸坡距离的比值,体现坝顶及心墙沿坝轴线震陷的不均匀性。作为代表,图 4 给出了输入水平峰值加速度分别为 0.55g 和为 0.70g 时典型剖面竖向变形的等值线图。

表 2 不同等级强震作用下大坝的地震残余变形

Table 2 The earthquake-induced permanent deformation under different earthquake intensity

加速度/g	0.29	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.70
最大震陷/cm	116.2	145.9	170.4	191.4	213.1	237.2	265.1	336.6
占坝高的比例/%	0.39	0.49	0.57	0.65	0.72	0.80	0.90	1.14
震陷倾度/%	0.35	0.44	0.50	0.57	0.64	0.71	0.79	1.01

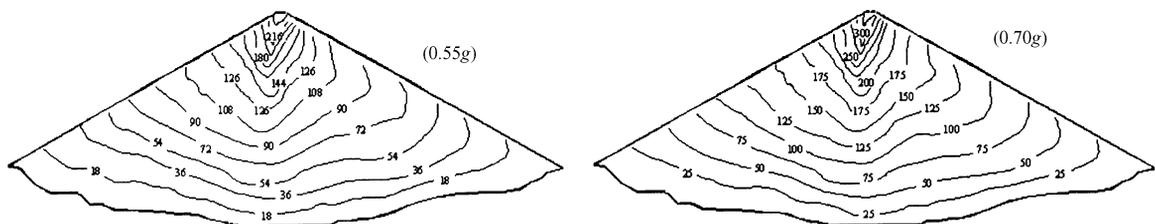


图 4 大坝 0+351.20 剖面竖向残余位移等值线(向下为正,cm)

Fig. 4 Contours of permanent deformation in vertical direction(isoline unit : cm)

可见,当输入基岩峰值加速度为 0.70g 时,大坝产生了很大的地震残余变形,最大震陷达 336cm,为坝高的 1.14%,占坝高比例超过了规范建议取的坝高的 1%。这种显著的地震残余变形下,抗震分析和抗震设计的不确定因素很多,难以确保大坝的整体安全性。结合相关震害资料分析,最大震陷超过坝高的 0.7%~0.8%时可产生

明显震害,并可能导致严重后果。

综上所述,从地震残余变形的角度来看,初步认为大坝的极限抗震能力为 $0.50g \sim 0.55g$ 。

2.4 从液化可能性、单元抗震安全性及防渗体安全的角度分析大坝的极限抗震能力

1. 不同等级强震作用下的液化可能性 根据考虑孔压消散和扩散的三维真非线性有效应力地震反应分析结果,不同等级强震作用下的振动孔压情况见下表 3。

表 3 不同等级强震作用下的振动孔压

Table 3 The dynamic pore water pressure under different earthquake intensity

输入基岩峰值加速度/ g	0.29	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.70
振动孔压最大值/kPa	213.7	245.2	268.4	291.4	311.7	332.1	353.6	412.6
最大动子孔压比	0.36	0.41	0.45	0.49	0.52	0.54	0.56	0.65

根据计算结果,随着输入基岩峰值加速度的加大,振动孔压和最大孔压比也在增大,但在上述各级强震作用下,根据有效应力液化判别的孔压比标准,均不会产生液化。需要指出的是,不液化并不意味着不破坏,对本工程而言,不宜用单一的是否液化来衡量大坝的整体安全性。

2. 不同等级强震作用下的单元抗震安全性及心墙安全性

不同等级强震作用下,大坝 $0+351.20$ 剖面单元抗震稳定安全系数等值线如图 5 所示。

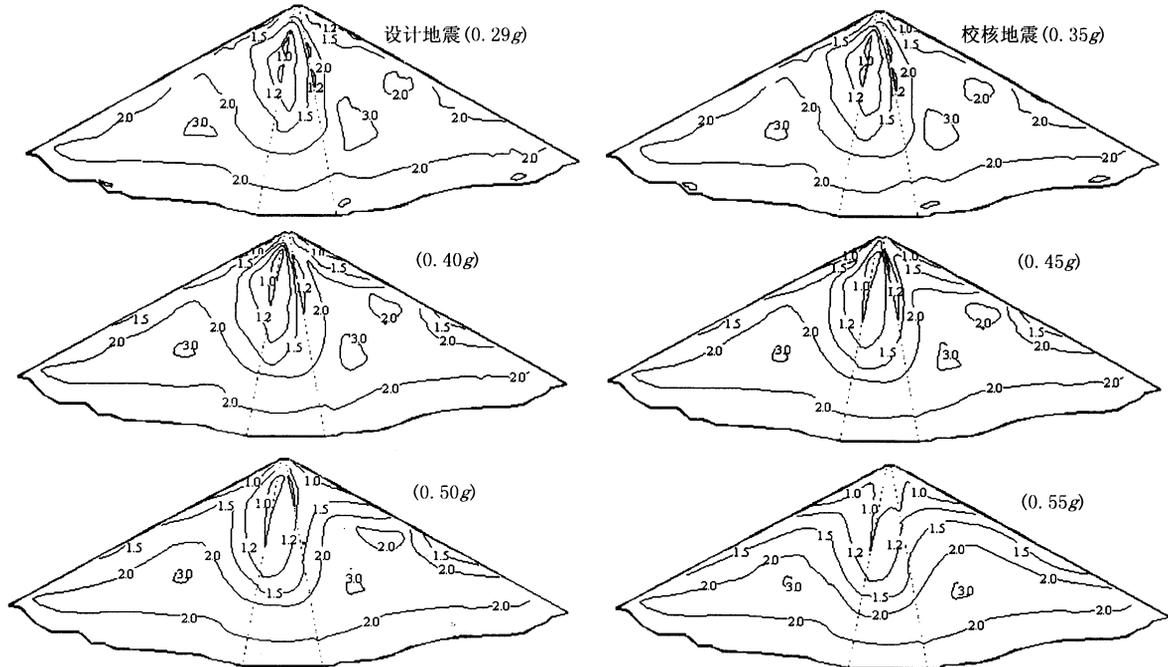


图 5 大坝 $0+351.20$ 剖面单元抗震稳定安全系数等值线

Fig. 5 Contours of element anti-seismic safety factor(section $0+351.20$)

(1) 设计地震 ($0.29g$) 下,上游心墙与坝壳接触部位出现一些单元抗震安全系数小于 1 的区域,有部分破坏单元,破坏区域范围不大,不会影响到大坝的整体安全性。(2) 校核地震 ($0.35g$) 下和当输入基岩峰值加速度为 $0.40g$ 时,上游心墙与坝壳接触部位及心墙表层出现一定范围单元抗震安全系数小于 1 的区域,有部分破坏单元;坝顶附近坡面出现单元抗震安全系数小于 1 的区域,有一定程度的表层动力剪切破坏。但范围不大,程度不重,不会影响心墙的防渗功能和整体稳定。(3) 当输入基岩峰值加速度为 $0.45g$ 时,上游心墙与坝壳接触部位及相邻心墙内部单元抗震安全系数小于 1 的区域逐渐扩大,在上部局部占到了心墙宽度的 $1/2$,下游心墙与坝壳接触部位也出现了部分破坏单元,坝顶附近 $1/4$ 坝高范围内的坝坡内也有剪切破坏区,此时心墙的防渗功能和大坝整体稳定会受到较大影响。(4) 当输入基岩峰值加速度为 $0.50g$ 时,上游心墙与坝壳接触部位及相邻心墙内部单元抗震安全系数小于 1 的区域进一步扩大,上部局部几乎贯穿心墙宽度,下游心墙与坝壳接触部位破坏范围也有所扩大,坝顶及坝顶附近 $1/4$ 坝高范围内的坝坡内也有剪切破坏区,此时心墙的防渗功能和大坝整体稳定会受到严重影响。(5) 当输入基岩峰值加速度为 $0.55g$ 时,坝体中出现了较多单元抗震安全系数小于 1 的区域,尤其是

心墙上部 1/4 区域有大面积的贯通的剪切破坏区,坝顶及坝顶附近 1/4 坝高范围内的坝坡内也有严重的剪切破坏区。坝坡内的剪切破坏区可引发坝坡的失稳和滑动,而心墙内的剪切破坏区可造成防渗体失效,导致危及大坝整体安全的严重后果。

3. 基于单元抗震安全性和防渗体安全性的大坝极限抗震能力分析 with 总结

根据不同等级强震作用下大坝的单元抗震安全系数,液化可能性、单元动力剪切破坏的可能性及防渗体的安全性等结果来看,当输入基岩峰值加速度大于 $0.50g$ 时,反滤层和心墙不会产生液化,但坝体中出现了较多单元抗震安全系数小于 1 的区域,尤其是心墙上部 1/4 区域逐步发展成大面积的贯通的剪切破坏区,坝顶及坝顶附近 1/4 坝高范围内的坝坡内也有严重的剪切破坏区,坝坡内的剪切破坏区可引发坝坡的失稳和滑动,而心墙内的剪切破坏区可造成防渗体失效,导致危及大坝整体安全的严重后果。

从单元抗震安全性及防渗体安全的角度来看,初步认为大坝的极限抗震能力为 $0.45 \sim 0.50g$ 。

2.5 大坝极限抗震能力的综合结论

基于上述计算结果,综合稳定、变形、防渗体安全等,初步认为大坝的极限抗震能力为 $0.45g \sim 0.50g$ 。

鉴于问题的复杂性,今后宜结合实际震害资料和模型试验等进行深入探讨和研究。

3 结语

高土石坝的极限抗震能力,目前没有统一的标准可参照,需要进行探索性的深入研究工作。本文研究者结合当前大型水电工程的抗震复核工作,对长河坝、两河口等高土石坝的极限抗震能力进行了探索和研究,初步提出了一套高土石坝极限抗震能力的评价方法。

本文主要针对强震区高心墙堆石坝的特点,在对高土石坝进行三维真非线性有效应力地震反应分析的基础上,从稳定、变形、防渗体安全等方面对两河口高心墙堆石坝的极限抗震能力进行了研究和分析。根据坝坡稳定性、地震残余变形、液化可能性、单元抗震安全性及防渗体安全等多角度的评价结果,初步认为两河口高心墙堆石坝的极限抗震能力为 $0.45g \sim 0.50g$ 。

鉴于问题的复杂性,今后宜结合实际震害资料和模型试验等进行深入探讨和研究。

参考文献:

- [1] 赵剑明,汪闻韶,常亚屏,陈宁.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 Jianming, WANG Wenshao, CHANG Yaping. 3-D authentic nonlinear dynamic analysis method of high CFRD and verification by model test data[J]. Journal of Hydraulic Engineering. 2003,(9):12~118. (in Chinese)
- [2] 赵剑明,汪闻韶,张崇文.土石坝振动孔压影响因素的研究[J].水利学报,2000,(5):54~59.
ZHAO Jianming, WANG Wenshao, ZHANG Chongwen. Study on influence factors of seismic pore water pressure in earth rock dams [J]. Journal of Hydraulic Engineering. 2000,(5):54~59. (in Chinese)
- [3] 汪闻韶,金崇磐,王克成.土石坝的抗震计算和模型试验及原型观测,水利学报,1987,(12):1~16.
WANG Wenshao, JIN Chongpan, WANG Kecheng. Aseismic calculation, model test and prototype experiments and field monitoring of earth-rock dam [J]. Journal of Hydraulic Engineering. 1987,(12):1~16. (in Chinese)
- [4] 赵剑明,常亚屏,陈宁.高心墙堆石坝地震变形与稳定分析[J].岩土力学,2004,25(s2):423~428.
ZHAO Jianming, CHANG Yaping, CHEN Ning. Study on earthquake-induced permanent deformation and dynamic stability of high core rock-fill dam[J]. Rock and Soil Mechanics. 2004,25(s2):423~428. (in Chinese)
- [5] 中国水利水电科学研究院.两河口水电站心墙堆石坝坝料动力特性试验研究报告[R].2008.6.
China Institute of Water Resources and Hydropower Research. Rock-fill materials dynamic properties research reports of Lianghekou earth core rock-fill dam [R]. 2008.6. (in Chinese)