

混凝土坝动水压力与库水可压缩性效应

刘浩吾

(四川大学水利水电工程学院, 四川 成都 610065)

摘要:基于对3座拱坝现场迫振实验的理论分析,论证了库水可压缩性对动水压力的放大效应及其实现条件;基于波传播理论提出了水库边界反射吸收参数的算法;论证了模型试验用于动水压力测试的局限性.研究表明,高混凝土坝特别是高拱坝的抗震分析中在一定条件下应考虑可压缩性,但动水压力值不会达到无限大.

关键词:混凝土坝;抗震;动水压力;流固耦合;库水可压缩性效应

中图分类号:TV642

文献标识码:A

文章编号:1006-7647(2002)02-0010-04

大坝-库水-地基相互作用是当代高坝抗震分析的理论基础.难点在于大坝-库水相互作用或流固耦合问题,即动水压力问题,这对拱坝尤其重要.地基的动力阻抗随激励频率的变化平滑而缓慢,对大坝反应的影响较为简明;而动水压力变化大,其作用和影响颇为复杂.

动水压力理论的初创工作是20世纪30年代的Westergaard近似解,即附加质量法.理论发展的现代阶段始自20世纪60年代末,数学模型反映了坝体柔性与库水柔性,由计算机数值模拟实现.当前,理论研究与工程应用中最令人关注的问题是,库水可压缩性究竟对动水压力有多大影响?在何种范围、何种条件下必须考虑,抑或可简化为不可压缩?此非纯理论分析所能决断,而须理论结合实验,以实验为主加以判识.本文基于3座拱坝原型实验加以分析.

1 控制方程

坝体-水库-地基动力系统的控制方程的一般形式为

$$\begin{cases} M\ddot{V} + C\dot{V} + KV = -MR\ddot{V}_g - C_f R\dot{V}_g & (1) \\ \nabla^2 p + k^2 p = 0 & (2) \end{cases}$$

式中: M 、 C 、 K 为系统的质量、阻尼、刚度矩阵; V 为节点位移; $\dot{V}$ 为速度; $\ddot{V}$ 为加速度; R 为地运动分量的影响矩阵; $\dot{V}_g$ 为地运动速度($\dot{V}_g = \dot{V}_g(t)$); $\ddot{V}_g$ 为地运动加速度; t 为时间; C_f 为表示流体域边界的波辐射作用的矩阵; p 为流体域动水压力; ∇^2 为拉普拉斯算子; k 为波数, $k = \omega/c$, ω 为圆频率, c 为水的声速, $c = \sqrt{K/\rho}$, K 为水体弹性模量, ρ 为水

质量密度.式(2)为理想流体域的波动方程,其求解边界条件如下:

a. 自由面

$$p(x, y, H, \omega) = 0 \quad (3)$$

b. 流固界面(坝-水界面)

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{V}_n \quad (4)$$

c. 水库边界(库底、库岸)

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{V}_n - i \frac{\omega p}{\beta c} \quad (5)$$

d. 库水上游截断边界

$$\sigma_n = \rho c \dot{U}_n \quad (6)$$

式中: n 为界面外法线; $\ddot{V}_n$ 为坝面总加速度的法向分量, $\ddot{V}$ 为总加速度; β 为波阻抗比, $\beta = \frac{\rho c}{\rho_s c_s}$, ρ_s 、 c_s 为地基的密度和P波波速; σ_n 为截断边界面上法向应力; H 为库水深.式(5)右端末项表示压力波的吸收.式(6)为波透过截面的Sommerfeld边界力学模式.

相对于上述模型,Westergaard模型采用的简化是:①地基、坝体均为刚性,库水不可压缩;②水库底面水平、刚性,即 $\partial p / \partial n = 0$;③坝面为竖直平面;④坝长 $\rightarrow \infty$ (使三维问题降阶为二维),水库长 $\rightarrow \infty$.其解简明,便于应用,多数情况下偏于安全,成为重力坝抗震分析的常规方法.但此模型在几何条件和力学条件方面过于简化,力学上它撇开了坝、地基和库水三者的弹性和柔性,其解是频率无关的,从而从原理上排除了动力学领域最受关注的共振问题.几何上,不能考虑有限坝长、水库地形、曲面坝等三维几何形态.

作者简介:刘浩吾(1935—),男,河南柘城人,教授,主要从事地震工程、坝工、岩石工程研究.

关键进展在于计算机数值模拟方法的出现,其中,流体有限元有以下两种模型:①不可压缩流体元:其控制方程由式(2)令 $c \rightarrow \infty$ 得 $\nabla^2 p = 0$;库水边界为刚性边界 $\partial p / \partial n = 0$ 。②可压缩流体元:控制方程及定解条件即式(2)~(6)。前者用于无限长刚性坝时与 Westergaard 解符合良好;当用于弹性拱坝顺河向输入时,动水压力多比修正 Westergaard 解略小,惟当峡谷地形顺直时拱端部位动水压较高。

研究显示,有限元方法较之 Westergaard 解的优势是明显的:①能灵活适应坝、地基、水库地形的复杂几何形态;②将二维问题拓广为三维情况,适用所有坝型;③坝-地基柔性和流固耦合得以体现(Westergaard 模型是流固不耦合的);④将地震输入由仅顺河向分量输入,拓广为可三分量输入(包括垂向和横河向)。

问题是,在工程精度内水声速可否作为 ∞ 处理?大坝设计计算中应采用哪种模型?当前存在两种学术观点,这正是现阶段动水压力问题的症结所在,但此点非纯理论所能解决。

2 模型试验

动水压力模型试验有三种方法:电模拟试验;模型激振;振动台试验。电模拟不能测验可压缩性效应。模型激振法是在模型坝顶激振以检测动水压力,它只能测到变形动水压力而不能同时测到刚体动水压力(因基底无运动),其测值偏小,分布也失真。事实上,由式(4)有 $\partial p / \partial n = -\rho(\ddot{V}_n + \ddot{V}_g)$,即动水压力由变形动水压力和刚体动水压力两部分构成,如图 1。悬臂梁当其分别作刚体运动、1 阶和 2 阶振型振动时动水压力分布如图 2。许多拱坝中出现的梁向振型常常是无节点摇摆的振型(像图中 1 阶),这就是模型激振试验测到的动水压力分布上大下小的原因(刚体动水压力缺失),故它与 Westergaard 解无可比性,不能用于衡量该解之偏差。

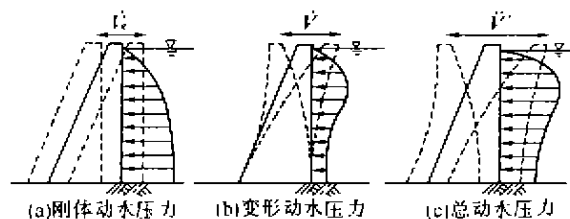


图1 动水压力的构成

地震模拟振动台模型试验是由基底输入,激发了刚体动水压力,因此,动水压力分布上大下大,如图 3 中二滩拱坝振动台模型试验的测试值曲线^①所示。该试验表明,动水压力分布与岸坡地形有关,右岸偏大,二滩沟形成右拱圈与 200 余 m 外的岸坡相

对应,利于波的往返反射;动水压力与波形有关,输入 Koyna 波,比输入 EL Centro 波和人工波大。

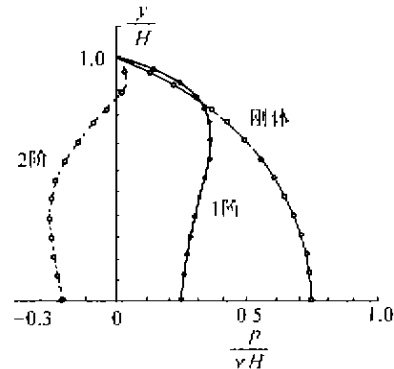


图2 悬臂梁不同变形时动水压力分布

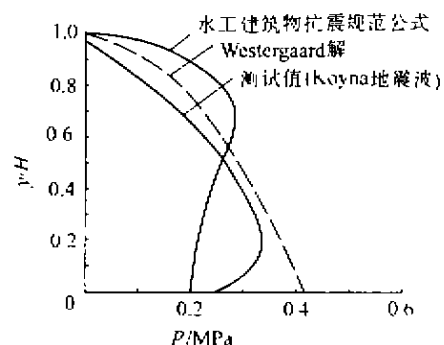


图3 二滩拱坝振动台模型试验动水压力分布

众所周知,按相似原理,动力相似包括几何相似、物理相似、边界条件相似,且满足动力平衡方程。模型材料除固体材料以外,难点在于库水的模拟,迄今都用水模拟库水。二滩模型的坝体材料动弹模为 900 MPa,弹模比尺 $\lambda_E = 35$ 。同理,体积模量比尺 $\lambda_K = 35$ (λ 的下标 E, K 分别表示弹模、体积模量)。作为动力系统一部分的库水,应有 $\lambda_K^w = E_p^w / E_m^w = 35$,即模型所模拟的库水原型之体积模量 $K_p^w = 35K_m^w$ (下标 p, m 分别表示原型和模型),亦即原型水声速 $c_p = 35c = 50.4 \text{ km/s}$ 。这意味着模型所模拟的水之体积模量高达 10 倍于花岗岩的程度,即模型测值是针对不可压缩流体的。若欲库水声速相似,模型的水声速应为 $c/35 = 41.1 \text{ m/s}$,但尚未找到这种流体。这是用振动台试验检测可压缩性效应的客观障碍,故它的现有测值不适用于判识可压缩性效应。

3 拱坝现场实验

3.1 三座拱坝现场迫振实验结果

动水压力的拱坝现场实验并与计算对比研究,首次在安徽响洪甸重力拱坝(高 87.5 m)、广东泉水双曲拱坝(高 80 m)进行,属于中美科技合作“拱坝地震反应的相互作用”项目(负责人张光斗, R. W.

①:水利水电科学研究院,二滩拱坝抗震性能的动力模型试验研究,1991。

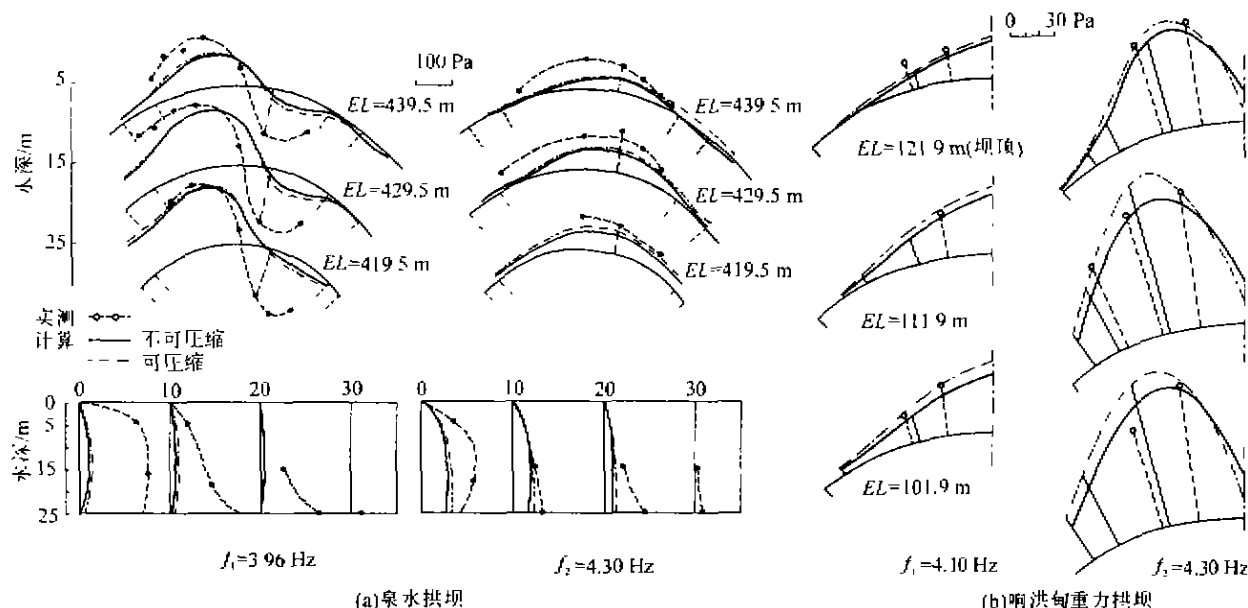


图4 泉水拱坝和响洪甸重力拱坝前2阶振型动水压力现场实验与计算结果对比(EL指高程)

Clough, 1981~1984年)^[1]. 实验和计算的典型结果示如图4.

可见实测值中显示了压缩性效应. 只是在响洪甸坝压缩性效应有限, 而在泉水坝则相当明显. 限于当时的条件计算中有简化, 如忽略坝体柔性、可压缩库水的振型用不可压缩库水振型近似等, 导致计算与实测有相当差异. 为进一步探查可压缩性的确切影响, 1986年又在(美)Monticello拱坝(高93m)进行了类似的工作, 结果可压缩性效应亦有限.

笔者对三坝的实际条件进行了对比研究, 发现可压缩性效应大小各异的原因在于水库边界的反射吸收条件: ①水库淤积有别, 响洪甸、Monticello坝分别建于1958年和1957年, 实验时已有24~30a的淤积, 而泉水坝建成于1976年, 淤积仅7a, 且河水含沙少; ②库岸地形地质上, 泉水较平直, 岸坡陡峻(50°~60°), 大片花岗岩裸露; 而响洪甸河谷为宽U形, 坡度45°, 坝上游200m处即扩散并90°转弯; Monticello为宽浅U形河谷, 两岸蜿蜒不直. 总之, 泉水水库边界的波反射强, 动水压力放大明显.

3.2 可压缩库水的共振分析

关于可压缩库水在刚性边界条件下的共振, 上述两坝计算了(库边界按实际地形)作为刚性坝面(旨在撇开坝体柔性, 单纯考察库水性态)以及方形刚性坝的谐振动水压力(库尾为刚性边界), 如图5和图6(图中 p 为可压缩流体的动水压力, p_0 为不可压缩流体的动水压力, 图7同). 众所周知, 平面半无限库水的共振频率 f_n^* 为

$$f_n^* = (2n-1) \frac{c}{4H}, \quad n=1, 2, 3, \dots \quad (7)$$

图5和图6中库水1阶频率记为 f_1^* (泉水坝(水深

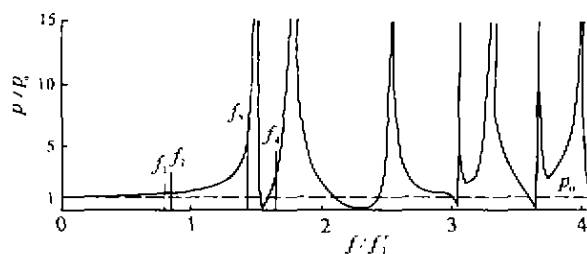


图5 泉水拱坝(刚性)和可压缩库水(实际地形、刚性边界)的频率与库底动水压力

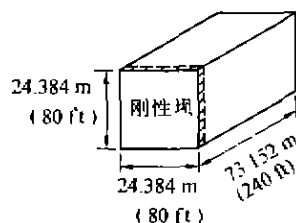
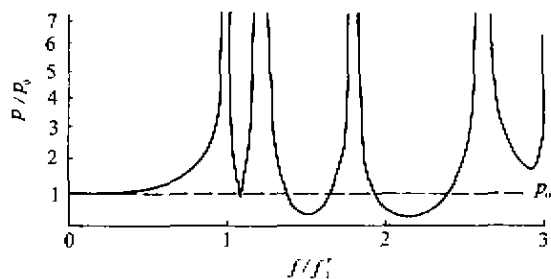


图6 方形刚性坝库底动水压力

74.5 m)、矩形坝分别为4.83Hz和14.75Hz). 其压力、频率分别按不可压缩流体模型动水压力和同等深度库水 f_1^* 归一化. 可见, 1阶共振出现在 $f/f_1^* = 1.45$ 处, 表明水库有效深度仅为为其最大深度的67% (在响洪甸为77%), 表明了峡谷地形的影响. 值得注意的是, 在库水前两阶共振频率 f_1^* 和 f_2^* 之间, 另出现数个共振峰. 看来应归结为坝面与库间的波纵

向反射的振型以及两岸间的横向振型.式(7)确定的是库底水面间的垂向振型.

图7给出矩形坝在 $f=30, 44.25\text{ Hz}$ 时的动水压力分布.可见波阵面在上层指向坝体,在下层则背向坝体.库水一旦赋予可压缩性,就成三维弹性连续体,具有无限多振型,库水在有限元离散化后仍拥有以百计的自由度和振型.上述结果启示我们库水振型可分为两类:①同步振型:由式(7)确定频率的振型,压力波在库水全深上同步传播;②异步振型:在库水全深上压力波分层异向传播,图6第2~4阶共振峰即一例.

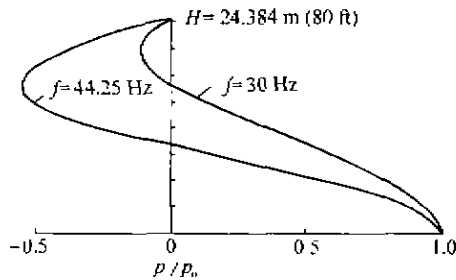


图7 矩形刚性坝动水压力分布

总之,实际地形中的可压缩性库水的自振频率异常密集而复杂,有可能与坝体低阶振型或地震卓越频率合拍而形成共振、准共振.动水压力放大程度与输入波频、强度、持续时间密切相关.

4 水库边界反射吸收作用及其参数计算

Monticello 坝按界面反射系数 α 值为0.5算得拱向拉应力比 α 为1时小50%以上^[2],表明 α 值对抗震分析结果举足轻重.故恰当确定 α 值实为抗震分析的关键环节.傅作新^[3]基于一维压力波理论,给出上为等厚淤沙层、下为半无限基岩的库底谐波反射算法.阎承大^[4]用水声换能技术测量淤沙反射吸收.由现场实验推求 α 值现仅有 Monticello 坝的一个数据,根据阻尼产生的频移推得该坝 $\alpha=0.6$ ^[2].

设库岸局部和库底为平面,则流固-界面反射适用一维波理论.其控制方程和一般解为^[5]

$$\begin{cases} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} - c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \\ u(y, t) = f_1\left(t + \frac{y}{c}\right) + f_2\left(t - \frac{y}{c}\right) \end{cases} \quad (8)$$

式中: u 为位移; f_1 为入射波形; f_2 为反射波形.根据界面上位移和应力连续性条件,可得 α 和透射系数 $\bar{\alpha}$ 以及能量反射系数 λ 和能量透射系数 $\bar{\lambda}$ 分别为

$$\alpha = \frac{1-\beta}{1+\beta}, \bar{\alpha} = 1-\alpha; \lambda = \alpha^2, \bar{\lambda} = 1-\alpha^2 \quad (9)$$

针对边界局部地质条件由式(9)得出的系数属于局部参数.而分析中常用一个 α 值代表全部库底库岸

情况,显然属于宏观参数.建议用面积加权法由局部参数确定宏观 α 值.设极高强度坚硬基岩和淤沙的P波速分别为5000 m/s和900 m/s,则按式(9)得局部 α 值上限为0.81,下限0.11,相应能量透射系数 $\bar{\lambda}$ 为34.4%和98.8%;宏观 α 值可认为上限为0.75,下限为0.25,相应的 $\bar{\lambda}$ 值分别为43.8%和93.8%. Monticello 坝 α 为0.6,则相应的谐波能量透射耗散达64%,这给该坝压缩性效应影响不大提供了机理上的解释.可见,现实中不可能出现 α 为1的全刚边界,从而可压缩库水的共振动水压力不可能无界.同样,也不存在全吸收的全柔性边界.在蓄水初期 α 值较大,随着坝前库底淤积增加而减小.

5 主要结论

a. 响洪甸、泉水等坝的现场实验业已证实库水可压缩性效应和边界透射吸收作用是客观存在的,混凝土高坝尤其高拱坝动力分析中应予以考虑.可压缩性效应导致动水压放大的综合条件是:水库为顺直峡谷地形、坡陡;地基岩石较坚硬,部分裸露;淤积时间不长,淤积量不大.凡此等工程条件,应采用可压缩流体模型.其他条件下忽略可压缩性引起的误差不大.

b. 提出了水库边界反射参数应区分为局值参量和宏观参量,给出了前者计算方法,建议了后者确定方法.表明反射系数的变异范围为0.25~0.75,动水压力共振的无界放大实际上不可能出现.

c. 论证了坝顶激振模型试验测到的仅仅是变形动水压力,而无刚体运动产生的动水压力,与 Westergaard 解无可比性,不宜用作对后者的衡量标准.

d. 论证了振动台模型试验中用的流体模型材料事实上是不可压缩流体,不满足动水压力相似条件,故其试验结果不适用于用来判识库水可压缩性效应.

参考文献:

- [1] Clough R W, Chang K T(张光斗), Chen H Q(陈厚群), et al. Dynamic interaction effects in arch dams[R]. Uni of California, Berkeley Earthquake Engineering, Research Center Report No. UCB/EERC-85/11, 1985: 1~52.
- [2] Clough R W. Experimental study of arch dam-reservoir interaction[A]. Proc China-US Workshop on Earthquake Behavior of Arch Dams[C]. Beijing, 1987. 158~177.
- [3] 傅作新, 陆瑞明. 水库的库底条件和挡水结构的动水压力. 水利学报, 1987(5): 28~34.
- [4] 阎承大. 水下淤沙对流体压力波的反射特性与混凝土坝动水压力问题[D]. 北京: 清华大学, 1989.
- [5] 克劳夫 R W. 结构动力学[M]. 王光远译. 北京: 科学出版社, 1985. 240~245.

(收稿日期: 2001-04-28 编辑: 熊水斌)