

拱坝开裂约束下体形优化设计研究

高 健

(浙江水利水电专科学校,浙江 杭州 310018)

摘要 建立开裂约束下拱坝体形优化设计模型,在 5 种工况下采用改进的复合形法对拱坝体形进行常规优化设计,然后采用三维非线性有限单元法,研究不同工矿下拱坝的开裂位置和深度,以探讨拱坝开裂对其他工矿下坝体应力状态的影响.实例计算得出了比较合理的拱坝优化体形.

关键词 水工结构;开裂约束;拱冠梁;拱坝体形;优化设计

中图分类号 TV642.4 **文献标识码** A **文章编号** 1000-1980(2006)05-0526-04

拱坝是一个形状复杂的空间壳体结构,具有安全、经济等优点,是水利水电工程中的主要坝型之一.随着国内外拱坝技术的迅速发展,拱坝的体形日趋多样化.为了能获得适应河谷形状的较理想的拱坝体形,20 世纪 60 年代以来,国内外学者对拱坝体形优化问题进行了大量的研究.

随着拱坝高度的增加,坝踵开裂现象越来越严重.对于高拱坝,要保证坝踵不发生开裂几乎是不可能的.由于拱坝是高次超静定结构,具有很强的自适应能力,一般认为只要能保证拱坝开裂后裂缝是稳定的,即可保证拱坝的正常运行.因此很有必要将拱坝的开裂分析引入体形优化设计之中,进行开裂约束下的体形优化设计研究.

1 数学模型

拱坝体形优化设计的数学模型表示为

$$\begin{aligned} & \text{求设计变量} & X &= [X_1 \quad X_2 \quad \dots \quad X_n]^T \\ & \text{使目标函数} & F(X) &\rightarrow \min \\ & \text{s.t.} & a_i \leq X_i \leq b_i & \quad (i = 1, 2, \dots, n) \\ & & h_j(X) &= 0 \quad (j = 1, 2, \dots, p) \\ & & g_k(X) &\leq 0 \quad (k = 1, 2, \dots, m) \end{aligned}$$

式中: n ——设计变量个数; p, m ——约束个数; b_i, a_i ——第 i 个设计变量的上、下限.

1.1 设计变量

拱坝体形优化设计是在类型、材料、布局已定的条件下,对拱坝几何形状进行最优化设计,因此,设计变量可选取描述拱坝几何形状的特征量,如控制高程处的拱冠梁上游面坐标、拱冠梁厚度、拱端厚度、拱冠处拱轴线曲率半径等.其中拱冠梁上游面曲线和拱冠梁厚度变化可用 3 次曲线描述,其他体形参数均用 Lagrange 插值公式来拟合.

1.2 目标函数

目标函数是用来衡量设计方案好坏的指标,与结构自身的技术经济特性有关.在拱坝体形优化设计中,根据不同的出发点可选择不同的目标函数:当以经济性为目标时,常取大坝的体积为目标函数(最经济模型);当以安全性为目标时,可以用坝体最大拉应力作为目标函数(最安全模型);还可以同时兼顾经济性和安全性进行多目标优化(混合模型).

1.3 约束条件

通常情况下,拱坝体形优化设计要满足拱坝设计规范及施工要求^[1].在允许坝体有开裂的情况下,可进

行开裂约束条件下的拱坝体形优化设计.分析方法有 2 种 (a)先进行常规坝体体形优化,得到最优体形后再进行开裂校核 (b)在优化过程中增加开裂深度约束条件.第一种方法实施较简单,第二种方法由于对每一个设计方案都要进行开裂分析,将大大增加计算工作量.

1.4 拱坝开裂深度约束

a. 拱坝开裂分析的拉应力控制标准.我国现行拱坝设计规范规定^[2]:容许拉应力在基本荷载组合下不超过 1.2 MPa.该规定以拱梁分载法计算坝体应力,容许应力与混凝土标号和建筑物级别无关,不允许拱坝承载后开裂.实际上材料的开裂一般是在其内部应力达到抗拉强度时才发生的,可采用坝体混凝土的抗拉强度且不应留有安全裕度.混凝土抗拉强度一般为极限抗压强度的 1/10 左右.

b. 拱坝开裂深度约束^[3-4].开裂深度 l_c 原则上应控制不拉断大坝防渗帷幕.设防渗帷幕至上游坝面距离为 l_d ,拱坝开裂深度为

$$l_c = 0.083H + 1.0$$

(1)

式中 H 为水头, m.同时对开裂深度与坝厚的比例也应加以控制,可限制开裂深度不超过相应坝厚 T 的 1/3.考虑到留有一定裕度,文献 [3] 开裂深度约束条件为

$$l_c \leq 0.75\min(l_d, T/3)$$

(2)

2 工程实例

某抛物线型混凝土双曲拱坝,坝顶高程 240 m,最大坝高 125 m,坝址基岩裸露,地形基本对称,地质条件较好.

2.1 拱坝体形优化分析^[5-8]

a. 优化模型建立.模型采用 43 个设计变量,其中拱冠梁参数 7 个,拱轴线参数 18 个,拱端厚度参数 18 个.根据设计要求,坝体体积控制在 57 万 m^3 左右,尽量降低坝体应力.计算模型选取坝体最大拉应力为目标函数.优化方法采用改进的复合形法,结构分析采用三维有限单元法,对优化结果采用拱梁分载法进行规范检验.

b. 荷载组合.模型分析了 5 种工况.工况 I:正常蓄水位+下游水位+自重+泥沙压力+设计正常温降;工况 II:正常蓄水位+下游水位+自重+泥沙压力+设计正常温升;工况 III:死水位+下游水位+自重+泥沙压力+设计正常温升;工况 IV:死水位+下游水位+自重+泥沙压力+设计正常温降;工况 V:校核洪水位+下游水位+自重+泥沙压力+设计正常温升.

c. 计算结果.优化体形的坝体体积为 56.90 万 m^3 ,上游倒悬度 0.24,下游倒悬度 0.05.在基本荷载组合(工况 I)作用下,坝体顺河向

最大位移为 5.04 cm,最大主拉应力为 4.01 MPa,与初始体形的 4.26 MPa

相比,降低了约 5.5%;最大主压应力 - 6.92 MPa,与初始体形基本一致.表 1 给出了各种工况下 2 种体形的最大主应力计算结果.

d. 规范指标检验.采用拱梁分载法对坝体进行规范检验,计算结果见表 2.需说明的是,在工况 I 中,优化体形和初始体形在下游面分别出现了 1.56 MPa 和 1.69 MPa 的主拉应力,但从下游面应力分布来看,较大拉应力只在拱冠梁底部很小的范围内出现,其他区域的拉应力均不超过 0.7 MPa,总的

表 1 各种工况下主应力计算结果
Table 1 Calculated results of principal stresses under different working conditions

		conditions		MPa	
体形	工况	最大主拉应力	最大主压应力		
优化体形	I	4.01	6.92		
	II	3.47	7.39		
	III	0.95	5.06		
	IV	2.23	3.08		
	V	4.49	8.38		
初始体形	I	4.26	6.92		
	II	3.62	7.43		
	III	0.91	5.09		
	IV	2.27	3.11		
	V	4.72	8.43		

表 2 各种工况下采用拱梁分载法的应力计算结果
Table 2 Calculated results of principal stresses under different working conditions by use of arch-beam load-distribution method

工况	体形	上游面		下游面	
		最大主拉应力	最大主压应力	最大主拉应力	最大主压应力
I	初始体形	0.35	5.22	0.28	5.44
	优化体形	0.42	5.08	0.16	5.42
II	初始体形	1.18	3.04	0.19	5.92
	优化体形	1.19	3.41	0.47	5.85
III	初始体形	0.62	5.15	1.69	2.48
	优化体形	0.62	5.16	1.56	2.54
IV	初始体形	0.77	4.09	0.55	2.65
	优化体形	0.77	4.08	0.54	2.78
V	初始体形	1.18	4.12	0.46	6.54
	优化体形	1.18	4.09	0.45	6.47

来说是可以接受的.

e. 结论与建议.(a)在基本荷载组合作用下,优化体形的应力有所下降.2种体形的拱梁分载法除工况Ⅰ下游面个别点的应力略大外,其余工况下坝体应力均满足规范要求.(b)在基本荷载组合作用下,坝体最大主拉应力为4.01 MPa,致使坝体混凝土可能发生开裂,故建议进行开裂条件下考虑材料非线性 的体形优化设计.

2.2 开裂约束下的体形及周边裂缝状态分析

a. 计算模型.采用非线性有限元模拟坝体分期封拱过程.基岩计算范围在左右岸、上游和深度方向取1倍坝高,下游取2倍坝高.坝体沿厚度方向分6层单元,沿高度方向分18层.为反映坝体与基岩接触面的应力状态,在建基面附近设置了一层薄层单元.采用考虑拉伸断裂的理想弹塑性材料模型来模拟坝体和基岩材料.屈服准则采用Drucker-Prager 准则,拉裂破坏准则为

$$F_2 = \sigma_1 - f_t = 0$$

式中: σ_1 ——第一主应力; f_t ——混凝土抗拉强度.

b. 计算结果及分析.对5种工况进行了分析.在工况Ⅰ,Ⅲ,Ⅳ中,坝体和建基面均不同程度地发生了开裂,而工况Ⅱ的坝体仍处于弹性应力状态.表3为各种工况下坝体应力极值及其发生部位.

表3 各种工况下坝体应力极值及部位

Table 3 Extreme stresses of arch dam and their locations under different working conditions													
工况	拱坝部位	σ_1		σ_3		σ_y				σ_x			
		最大值/ MPa	最大值 产生部位 及高程	最大值/ MPa	最大值 产生部位 及高程	最大值/ MPa	最大值 产生部位 及高程	最小值/ MPa	最小值 产生部位 及高程	最大值/ MPa	最大值 产生部位 及高程	最小值/ MPa	最小值 产生部位 及高程
Ⅰ	上游面	2.00	左拱端 141.0 m	-4.20	拱冠 195.0 m	1.72	拱冠 141.0 m	-2.31	拱冠 181.0 m	0.99	右拱端 232.0 m	-4.20	拱冠 195.0 m
	下游面	2.33	右拱端 240.0 m	-7.01	左拱端 135.0 m	0.45	拱冠 188.0 m	-5.35	拱冠 115.0 m	1.23	左拱端 240.0 m	-2.75	拱冠 225.0 m
	拱冠梁 剖面	1.34		-6.38		1.33		-5.60		0.64		-4.20	
Ⅱ	上游面	0.47	拱冠 188.0 m	-8.30	拱冠 115.0 m	0.11	右拱端 240.0 m	-8.26	拱冠 115.0 m	0.47	拱冠 188.0 m	-2.66	右拱端 240.0 m
	下游面	0.82	右拱端 168.0 m	-4.05	左拱端 240.0 m	0.10	左拱端 240.0 m	-2.19	拱冠 161.0 m	0.02	右拱端 181.0 m	-2.16	左拱端 240.0 m
	拱冠梁 剖面	0.47		-8.30		-0.06		-8.26		0.47		-1.79	
Ⅲ	上游面	2.24	左拱端 240.0 m	-5.13	左拱端 135.0 m	0.20	左拱端 240.0 m	-4.92	拱冠 115.0 m	1.07	右1/4拱 240.0 m	-1.43	左拱端 142.0 m
	下游面	2.26	左拱端 240.0 m	-2.02	拱冠 161.0 m	0.15	左拱端 240.0 m	-2.01	拱冠 161.0 m	1.14	左拱端 240.0 m	-0.44	拱冠 128.0 m
	拱冠梁 剖面	0.26		-4.92		0.05		-4.92		0.26		-0.57	
Ⅳ	上游面	2.16	右拱端 148.0 m	-4.26	拱冠偏左 195.0 m	1.94	右拱端 148.0 m	-1.51	拱冠 188.0 m	0.99	右拱端 188.0 m	-4.08	拱冠偏左 240.0 m
	下游面	0.26	右拱端 240.0 m	-8.33	左拱端 141.0 m	-0.02	拱冠 237.0 m	-6.43	拱冠 115.0 m	-0.44	左拱端 225.0 m	-4.74	拱冠 195.0 m
	拱冠梁 剖面	1.46		-7.91		1.43		-6.43		0.82		-4.74	
Ⅴ	上游面	1.71	拱冠 115.0 m	-4.46	左拱端 240.0 m	1.60	拱冠 115.0 m	-3.35	左拱端 175.0 m	0.75	拱冠 122.0 m	-3.16	右拱端 240.0 m
	下游面	0.94	右拱端 168.0 m	-4.02	左拱端 240.0 m	-0.10	左拱端 240.0 m	-2.29	拱冠 161.0 m	-0.05	右拱端 181.0 m	-2.14	左拱端 240.0 m
	拱冠梁 剖面	1.71		-4.65		1.60		-4.46		0.91		-1.84	

在工况Ⅰ和Ⅳ中,坝体135.0 m高程以下上游侧发生了开裂,开裂范围距建基面约7.0 m,建基面188.0 m高程以下发生开裂,在115.0 m高程拱冠梁附近约56.0 m范围内开裂,深度为5.7 m,约为坝厚的21.7%;其余部分开裂深度约为坝厚的8.9%.

在工况Ⅲ中,仅坝顶左右拱端部位建基面发生了开裂。需指出的是,由于该拱坝采用坝顶溢流,溢流表孔的作用将使顶拱应力得到释放。本次计算并未模拟溢流表孔,顶拱应力计算结果比实际应力偏大。

在工况Ⅴ中,荷载施加过程为:坝体自重→正常蓄水位及相应下游水位→设计温降荷载→水荷载卸载至死水位及相应下游水位→温度荷载卸载→设计温升荷载。计算表明,坝体上游面最大顺河向位移为 -33.02 mm ,发生在坝顶拱冠处。与工况Ⅱ对比发现,工况Ⅴ中的拱坝向上游的位移增大了 2.15 mm ,约增大 6.96% 。其原因是工况Ⅴ先施加了工况Ⅰ的荷载组合,在该荷载组合下,坝体上游侧坝踵部位发生开裂,导致刚度降低,使得最终在工况Ⅱ作用下的坝体顺河向位移比直接施加工况Ⅱ荷载的结果有所增大。就应力结果而言,2种工况的上游面应力有所不同,而下游面应力差别不大。主要原因是在工况Ⅰ荷载组合下,坝体上游侧坝踵部位的开裂使得应力重新分布,卸载后应力不能完全释放,导致工况Ⅴ和工况Ⅱ上游面应力有所差别。而下游面在工况Ⅰ作用下处于弹性状态,所以卸载后再施加工况Ⅱ的荷载组合,与直接施加工况Ⅱ荷载组合差别不大。

c. 结论与建议。(a)在工况Ⅰ和Ⅳ中,坝体最大主拉应力出现在上游面,分别为 2.00 MPa 和 2.16 MPa ,最大主压应力出现在下游面,分别为 -7.01 MPa 和 -8.33 MPa 。在工况Ⅱ、Ⅲ,坝体最大主拉应力出现在下游面,分别为 0.82 MPa 和 2.26 MPa ,最大主压应力出现在上游面,分别为 -8.30 MPa 和 -5.13 MPa 。需说明的是,工况Ⅲ最大拉应力出现在坝顶左拱端下游侧。若考虑拱坝采用坝顶溢流,则该拉应力将得到部分释放而有所减小。(b)在工况Ⅰ和Ⅳ中,坝体上游面发生了开裂。建议适当提高建基面附近坝体混凝土强度等级,并采取适当工程措施以防止和限制坝体开裂。(c)工况Ⅴ计算结果表明,工况Ⅰ的坝体开裂将会对拱坝在其他荷载组合下的应力状态有所影响,影响区域主要在上游面开裂区域附近,而对下游面等远离开裂区域部位的应力影响较小。

3 结 语

a. 工程实例分析表明,本文建立的开裂约束下拱坝体形优化模型是可行的。

b. 与线弹性应力分析方法相比,拱坝非线性开裂分析能提供比较准确和全面的结果,为高拱坝的设计及安全性评估提供参考依据。

参考文献:

- [1] 上海勘测设计研究院,长江水利委员会长江勘测规划设计研究院. SL 282—2003 混凝土拱坝设计规范[S]. 北京:中国水利电力出版社,2003.
- [2] 潘家铮. 拱坝[M]. 北京:水利电力出版社,1982:185-201,309-324.
- [3] 李瓚. 混凝土拱坝设计[M]. 北京:中国电力出版社,2000:100-301.
- [4] 中国水力发电工程学会. 高拱坝学术讨论会论文集[C]. 北京:电力工业出版社,1982:85-150.
- [5] 汪树玉,杨德铨,刘国华,等. 优化原理、方法与工程应用[M]. 杭州:浙江大学出版社,1991:536-545.
- [6] 高健,孙林松,叶跃清,等. 周公宅拱坝三维非线性有限元分析[J]. 河海大学学报:自然科学版,2004,32(4):399-401.
- [7] 高健,卓剑辉,吴宏平. 双曲拱坝体形优化设计[J]. 科技通报,2002,18(3):224-227.
- [8] 黎满林,常晓林,周伟. 基于有限元方法的拱坝体形优化研究[J]. 水电能源科学,2003,21(2):25-28.

Shape optimum design of arch dams under restriction on cracking

GAO Jian

(Zhejiang Water Conservancy and Hydropower College, Hangzhou 310018, China)

Abstract A numerical model is developed for shape optimum design of arch dams under restriction on cracking, and it is applied to general shape optimum design of a double-curvature arch dam under 5 working conditions by use of the improved complex method. Three-dimensional nonlinear finite element method is adopted to study the location and depth of cracks in the arch dam under different working conditions as well as their influences on the stress state of the dam body under other working conditions. A reasonable shape of the arch dam is finally obtained.

Key words hydraulic structure; restriction on cracking; crown cantilever; shape of arch dam; optimum design