

一座 200 m 级高面板坝的变形和应力计算研究

朱 晟¹, 闻世强¹, 黄亚梅²

(1. 河海大学水利水电工程学院, 江苏 南京 210098; 2. 广东水利电力职业技术学院, 广东 广州 510635)

摘要 利用三维非线性有限元分析方法, 结合一座拟建中 233 m 高的面板堆石坝, 对坝体的变形和应力进行了预测. 计算整理了面板的应变, 结合已建类似工程的实测资料, 对面板进行了初步的防裂分析. 研究表明: 蓄水期面板的应变极值与坝高的相关性不明显, 但面板分期施工将导致其变形和应力更为复杂, 需对大坝填筑的施工顺序进行优化设计. 若采用合理的材料分区, 且计算坝体的变形不超过限值, 则面板坝方案在技术上是成立的.

关键词 面板坝; 变形; 应变; 有限元法

中图分类号: TV641.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-198X(2003)06-0631-04

自从 1971 年澳大利亚成功修建 110 m 高的 Cethana 坝以来, 随着理论研究的逐步深入和实践经验的不断积累, 面板坝建坝范围不断拓宽, 建坝高度不断增加. 80 年代最高坝为 1980 年建造的巴西 Foz do Areia 坝, 该坝采用玄武岩填筑, 堆石和面板分两期施工, 坝高 160 m. 目前世界上已建成的最高面板坝为 1993 年竣工的墨西哥 Aguamilpa 坝, 该坝坝高 187 m, 堆石体采用熔灰岩和砂砾石混合筑坝. 目前在建的最高面板坝为马来西亚的 Bakun 坝^[1], 坝高 205 m, 采用砂岩和泥岩混合堆筑. 该坝原计划 1996 年开工, 2003 年完工, 后因生态环境问题, 使得开工时间有所拖后.

由于面板坝的设计具有半经验性质, 使得建造该类坝型的坝高增加进展较慢. 为了探讨 200 m 级高面板坝可能存在的技术问题与解决办法, 本文结合一座拟建中的 233 m 高的面板坝, 用有限元方法进行应力应变分析^[2]. 该坝建于岩石地基上, 采用灰岩填筑, 上下游边坡分别为 1:1.4 和 1:1.3, 面板最大厚度为 1.1 m, 最小厚度为 0.3 m. 坝体平面布置见图 1.

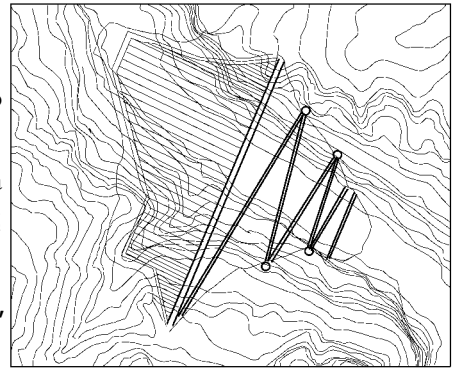


图 1 坝体平面布置

Fig.1 Layout of dam body

1 材料本构模型和参数

土石料为非线性材料, 邓肯模型参数简单, 物理意义明确, 也能较好地反映这种非线性. 三轴试验结果表明, 当模拟 200 m 级高土石坝的围压时, 堆石体的应力应变关系仍然可用 Duncan-Chang 双曲线模型反映. 本文采用邓肯 E-B 模型反映堆石体非线性; 同时在混凝土面板和垫层之间设无厚度的 Goodman 接触单元, 以模拟两者之间的相互作用. 根据室内大型三轴试验结果, 各筑坝材料的 E-B 模型参数见表 1.

2 止水结构的力学特性模拟

在高面板坝建设中, 止水结构将承受更大的水压. 为此, 专门做了关于止水材料的拉、压、剪切试验. 试验结果表明: 止水铜片在张拉和横剪(沿面板法向错动)时, 受力 F 与位移 δ 之间的关系可用双曲线 $F = a\delta / (1 + b\delta)$ 拟合, 而压缩试验曲线形式为 $F = a\delta^b$. 对止水铜片的竖剪(沿面板或趾板走向错动)试验而言, 剪切位移不仅与剪力 F 相关, 还与止水铜片所受的法向压力相关, 这种关系可用 $F = \delta / (a + (b + c\sigma_n)\delta)$ 表示. 试验

表 1 筑坝材料模型参数

Table 1 Model parameters of filling materials

材料	容重 γ_d ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	K /Pa	n	R_f	K_b /Pa	m	内摩擦角/($^\circ$)	
							初始 Φ_0	$\Delta\Phi$
主堆石	21.5	1100	0.35	0.82	600	0.10	52.0	8.5
次堆石	21.5	850	0.25	0.80	400	0.05	50.0	8.4
垫层	22.0	1200	0.45	0.78	750	0.20	56.0	8.6
过渡层	21.8	1000	0.40	0.85	450	0.15	54.0	10.5
接触面		4800	0.56	0.74			36.6	

拟合曲线参数见表 2. 模拟止水结构缝单元的劲度模量 K
 $=dF/d\delta$.

表 2 止水结构试验参数

Table 2 Test parameters for sealing structure

参数	张拉	压缩	竖剪	横剪
a	6.74	4.54×10^{10}	1.61×10^{-3}	5.37×10^1
b	3.79	5.29	2.79×10^{-1}	2.86×10^1
c			-9.70×10^{-3}	

3 三维非线性有限元计算分析

3.1 筑坝施工程序

拟合坝体填筑施工程序为 :大坝填筑到临时拦洪渡汛断面 ,顶高程为 288 m ,顶宽 20 m ,下游坡 1:1.4 ,接至下游 218 m 高程 ;大坝挡水至 281 m 高程 ,退水至 175 m 高程 ,一期面板施工至 288 m 高程 ,坝体全断面施工至 380 m 高程 ,二期面板施工到 360 m 高程 ,坝体挡水到 350 m 高程 ,坝体全断面填筑到 409 m 顶高程 ,三期面板施工到顶 ,蓄水至正常高水位 400 m. 有限元计算中 ,结合施工程序分级加荷 ,共分 11 级 ,见图 2.

3.2 坝体防渗体系的变形和应力

3.2.1 面板挠度

通过计算 ,得到大坝最大断面面板挠度如图 3. 竣工期 ,由于该坝面板分三期施工 ,在 360 m 高程以上的第三期面板施工前 ,坝体已挡水至 350 m 高程 ,导致竣工期面板挠度较大 ,最大值达 21.5 cm.

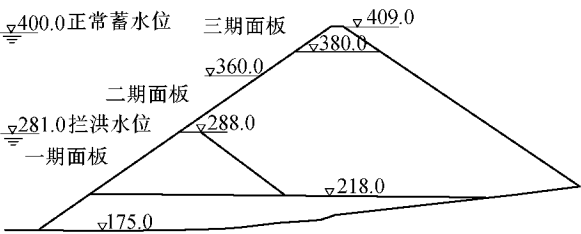


图 2 坝体填筑施工加荷过程

Fig.2 Loading process during dam filling construction

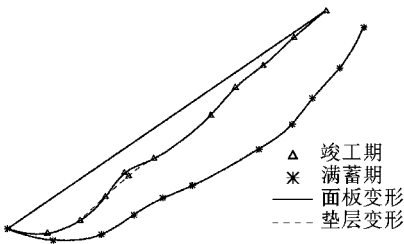


图 3 面板挠度

Fig.3 Face slab deflection

面板分期施工 ,导致面板挠度在不同施工分期连接处存在不连续现象. 虽然 281 m 高程以下堆石体在浇筑第一期面板前已经过拦洪蓄水预压 ,堆石体的模量有所提高 ,但在 288 ~ 380 m 高程第二期堆石体的全断面填筑时 ,一期已填筑的坝体仍然产生了较大的侧向膨胀 ,导致已浇筑第一期面板的顶部翘曲 ,与下部的垫层区发生脱开现象 ,脱开深度大于 12 m ,最大宽度为 11.5 cm ,翘曲变形可能使得该部位面板在施工期发生开裂. 坝体施工时 ,应加强该部位的现场监测 ,发现问题 ,及时处理. 由于 (a)第二期面板的顶部位于 360 m 高程 ,低于二期已填筑堆石体的顶部 380 m 高程 (b)水库已蓄水到 350 m 水位 ,对已填筑堆石体存在压缩作用 ; (c)三期堆石体从 380 m 高程全断面填筑至 409 m 高程 ,对下部已填筑坝体产生的侧膨胀作用较小. 上述原因使得二、三期面板连接处的挠度基本连续. 满蓄时面板最大挠度为 75.7 cm. 由于水荷载的作用 ,分期施工引起的面板挠度的不连续现象基本消失.

3.2.2 面板应力与应变

与变形相适应 ,竣工期面板应力较小 ,需要引起注意的是 ,在第二期面板浇筑前 ,一期面板的顶部在顺坡向产生了较大的拉应力. 蓄水期 ,无论顺坡向还是坝轴向 ,面板大部分为受压区. 面板压应力极值位于河床坝段 ,其中顺坡向为 6.02 MPa ,坝轴向为 7.38 MPa ,低于面板混凝土的设计抗压强度.

从图 4 可见 ,面板绝大部分为受压区 ,相应的压应变极值为顺坡向为 4.5×10^{-4} ,坝轴向为 3.5×10^{-4} ,仅

在岸坡部位出现小量受拉区,主要分布在右岸原地面临沟部位和左岸岸坡较陡处,相应的拉应变极值为:顺坡向 3.6×10^{-4} ,坝轴向 1.4×10^{-4} 。对面板混凝土,没有抗裂指标的规范要求。大体积水工混凝土对于基础约束范围内的混凝土规定其极限拉伸为 1.0×10^{-4} ,可供参考。

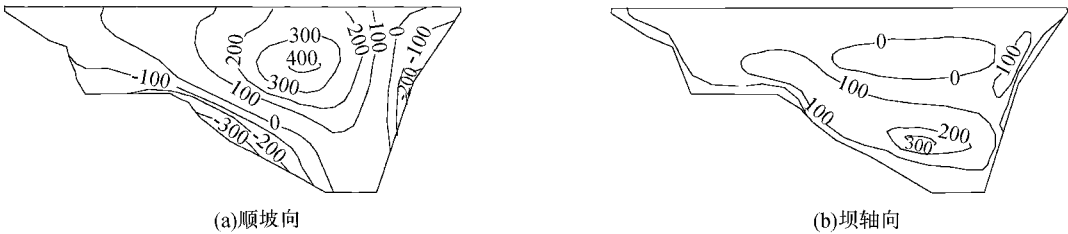


图 4 满蓄时面板应变($\times 10^{-6}$)

Fig.4 Face slab strain after impoundment($\times 10^{-6}$)

3.2.3 周边缝变形

水库蓄满水后,周边缝全部处于受拉状态,最大张开量为 3.2 cm,竖剪最大值为 3.0 cm,横剪最大值为 7.1 cm。

3.3 与已建同类坝观测资料比较^[6,7]

迄今为止,面板坝的设计仍具有半经验性质,由趾板、面板和分缝止水共同组成的防渗体系的安全是建造面板坝成功的关键。从已建同类坝的运行情况来看,影响面板应力应变的主要因素有:(a)堆石体的变形特性。通常情况下,堆石体的应力应变呈现体积收缩特性,蓄水期面板整体上大致为“锅底型”的变形形状,面板大部分为压应变区,而 Salvajina 坝由于采用了剪胀性较强的砂卵石料填筑,面板观测到大片的拉应变区。(b)坝址地形地质条件。狭窄河谷,宽高比小,堆石体的变形速率较慢,水库蓄水后面板的变形和应力较大,如西北口面板坝的河谷宽高比为 2.3,1989 年竣工时坝体沉降极值为 18.9 cm,1990 年蓄水后为 45.5 cm,8 a 后才基本稳定,在这较长的一段时间里,面板的应力应变加大,1998 年检查发现水面上又增加 39 条贯穿性裂缝。(c)坝高。(d)面板与垫层料接触面的性质。相对光滑的接触面使得面板所受的约束较小,面板的应力应变较小。目前,可在垫层表面直接浇筑面板混凝土,也可在垫层表面喷砂浆或在采用源于 Ita 坝的素混凝土挤压式边墙上浇筑面板混凝土,不同方案对面板的应力应变影响较大。(e)大坝的分期施工。天生桥面板坝分三期施工,各分期连接部位出现较多裂缝。

已建 100 m 级面板堆石坝的实际观测资料表明(表 3):蓄水期面板的应变与坝高的相关性不明显;Areia 坝面板实测应变较大,主要是因为坝体堆石采用坚硬玄武岩夹软角砾岩,碾压的密实度较差(孔隙率为 0.33),使得蓄水后面板的变形曲率较大。当不考虑蓄水后堆石体蠕变的影响时,计算坝的面板应变与上述各已建坝体实测值相接近,介于 Cethana 坝和 Areia 坝之间。面板应力应变不仅与坝高相关,而且与坝体堆石的类型、材料的分区和填筑标准等相关。计算坝坝轴向的拉应变较大,如坝轴向极值达 3.6×10^{-4} ,主要是缘于右岸坝址冲沟对面板的影响,使该部位面板可能开裂。设计时需提高该部位堆石体填筑标准,同时适当提高面板含筋率,有效减小该部位拉应变,防止面板发生裂缝。

表 3 几座面板坝满蓄时的实测变形极值

Table 3 Observed maximal deformation of several CFRDs after impoundment										
坝名	所属国家	竣工时间	坝高/m	材料类型	面板挠度 /cm	面板应变(× 10 ⁻⁶)		周边缝变形/mm		
						顺坡向	坝轴向	张压	竖剪	横剪
Cethana	澳大利亚	1971	110	石 英 岩	17.8	− 80/320	− 100/400	12	/	7.5
Anchicaya	哥伦比亚	1974	140	角 页 岩	16.0			125	106	15
Areia	巴西	1980	160	玄武岩夹软角砾岩	77.5	− 160/420	440	23	25	55
Shiroro	尼日利亚	1983	125	花 岗 岩	9.0	− 200/300	− 100/500	30	21	> 50
Pieman	澳大利亚	1986	122	玄 武 岩				7	/	70
Khao Laem	泰国	1984	130	灰 岩	12.5			5	8	/
计算坝	中国	拟建	233	灰 岩	75.7	− 140/350	− 360/450	32	30	71

计算坝体蓄水期面板挠度与 Areia 坝实测值相接近,周边缝的变形与 Areia 坝和 Shiroro 坝相接近。计算

分析表明,确定合理的材料分区和填筑标准,使得建造 200 m 以上的高面板坝在技术上是可行的。

4 结 论

对一座 233 m 高的拟建混凝土面板坝的研究表明:

a. 对于高面板坝而言,面板分期施工将导致其变形和应力更为复杂,需对施工断面进行优化设计,面板浇筑应尽量避免在坝体的中下部位分期,各分期面板的连接部位,可布置双层钢筋;同时,为减小施工期堆石体的侧向膨胀对已浇筑面板的影响,宜适当降低先期浇筑面板的顶高程,使之略低于其下部堆石体的高程。

b. 面板坝的安全性取决于由面板和分缝所组成的防渗系统是否安全。已建面板堆石坝的面板或多或少都出现了裂缝,现阶段设计和建造的面板坝都非常重视面板混凝土的抗裂性,而对于面板混凝土,至今仍然没有抗裂指标的规范要求。可将计算应变与已建类似工程的实测资料比较,进行初步的防裂分析。

c. 已建较高面板堆石坝的实际观测资料和本次计算表明,蓄水期面板的应变极值与坝高的相关性不明显。修正的邓肯 E-B 模型能较好地反映堆石体的非线性特性,同时也能反映面板坝蓄水期间堆石体的体积收缩特性,此模型为面板坝应力应变计算的可靠模型之一。

d. 计算面板坝的应力和变形基本满足设计要求,仅在坝址冲沟部位和陡边坡部位面板局部存在较大拉应力,若在该部位提高堆石体填筑标准,提高堆石模量,同时适当提高面板含筋率,则面板坝方案在技术上成立。

参考文献:

- [1] CHOI H S. Design considerations for the 205m high Bakun Dam in Sarawak, Malaysia[A]. The Transitions of 19th ICOLD[C]. Florence: ICOLD, 1997. 103—121.
- [2] 顾淦臣,朱晟. 混凝土面板堆石坝三维非线性有限元静力动力分析程序(TSDA) [A]. 水利水电工程设计分析计算软件包使用指南[C]. 北京:科学技术出版社, 1991. 298—310.
- [3] 朱晟. 深覆盖层上混凝土面板坝地震反应分析[J]. 河海大学学报, 1997, 25(3): 80—85.
- [4] 朱晟. 现代混凝土面板堆石坝的进展[J]. 水利水电科技进展, 1999, 30(2): 19—21.
- [5] ZHU S, GU G C. CFRD built on the alluvial deposit[A]. Proceedings International Symposium on High Earth-rock Fill Dams[C]. Beijing: Sponsored by ICOLD, 1993. 184—195.
- [6] BODTMAN W L. Design and performance of Shiroro Rockfill Dam[A]. CFRDS-design Construction and Performance Symposium on CFRD[C]. Detroit: ASCE, 1985. 231—251.
- [7] DE N L, PINTO S. Foz do Areia and Segredo CFRDS—12 years evolution[A]. Proceedings International Symposium on High Earth-rock Fill Dams[C]. Beijing: Sponsored by ICOLD, 1993. 373—380.

Deformation and stress calculation for a 200m high CFRD

ZHU Sheng¹, WEN Shi-qiang¹, HUANG Ya-mei²

- (1. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai Univ., Nanjing 210098, China;
2. Guangdong Technical College of Water Resources and Electrical Engineering, Guangdong 510635, China)

Abstract The 3-D nonlinear FEM is used to predict the deformation and stress of a proposed 233m high CFRD. By analysis of the calculated results of the strain of the face slab and comparison with the measured data of some similar existing projects, an anti-crack analysis is performed for the face slab, and it is concluded that there is no clear relationship between the strain extremum and dam height. The research shows that the face slab construction in stages will result in complex deformation and stress of the dam body, so the procedure of dam filling construction should be optimized, that a reasonable zoning of materials should be performed, and that the deformation predicted for the dam body is within its tolerable limit. So the design scheme for the CFRD is reasonable in technology.

Key words slab face dam; deformation; strain; FEM