

宜兴抽水蓄能电站沥青混凝土面板坝稳定和变形分析

顾长存¹ 陶金昌² 周云东¹

(1.河海大学岩土工程研究所,江苏 南京 210098;2.上海外高桥保税区建设发展有限公司,上海 200137)

摘要 江苏宜兴抽水蓄能电站枢纽工程上水库主坝为沥青混凝土面板堆石坝,坝址区地形地质条件复杂,下游面最大高差达 285 m,呈覆盖于建基面上的贴坡体形状.对此坝体选取代表性断面进行稳定分析,采用三维非线性有限元进行变形计算.计算显示,该坝坡的抗滑稳定安全系数满足规范要求,坝体内变形和应力水平均不大,不会发生剪切破坏.

关键词 抽水蓄能电站;面板堆石坝;贴坡体;稳定;应力;应变

中图分类号 TV642 **文献标识码** A **文章编号** 1000-1980(2005)05-0549-03

江苏宜兴抽水蓄能电站枢纽工程由上水库、下水库、输水系统、地下厂房和地面开关站等建筑物组成,总装机容量 1000 MW.上水库位于铜官山主峰北侧沟谷中,由主坝、副坝和库周山岭围成.正常蓄水位 471.50 m,正常发电消落水位 435.00 m,死水位 428.60 m,有效库容 507.3 万 m³,总库容 530.7 万 m³ [1].

坝址区地形开阔,左岸山顶高程 508 m,右岸山顶高程 510 m.正常蓄水位处,左岸山体宽约 135 m,右岸山体宽约 264 m.坝轴线横跨两沟一梁,地形呈“W”形,高程 400~443 m.沿主沟纵向地形陡缓不均,上游坝踵至坝轴线下游 145 m 范围内,坡度为 10°~20°,局部地段 25°左右,坝轴线下游 145~330 m,坡度约为 40°,局部陡峻地段,坡度逾 55°.坝轴线下游 330 m 以下坡度约为 20°.坝址区地层为泥盆系中、下统茅山组岩屑石英砂岩夹粉砂质泥岩(或泥质粉砂岩)及泥盆系上统五通组石英岩状砂岩夹粉砂质泥岩(或泥质粉砂岩),另有燕山晚期花岗岩斑岩呈岩株、岩脉状出露.覆盖层浅薄,基岩风化受岩性及构造控制,一般以弱风化为主,花岗岩斑脉以及裸露地表的泥岩夹层呈强-全风化.库区断层发育,以 NW—近 EW 走向的陡倾角为主,规模较大的断层有 F3、F4、F13、F14、F20 等 30 条.库区节理发育,除层面节理(缓倾角)外,尚有 30°N—45°W、60°N—80°W、50°N—80°E 3 组陡倾角节理.库岸卸荷裂隙总体上不发育.

经选择研究比较 [2],坝型推荐采用沥青混凝土面板堆石坝,坝体趾板以上最大坝高 55 m.由于坝轴线下游建基面的自然坡度较陡,下游坝体延伸长达 500 多 m,下游坝脚至坝顶最大高差达 285 m,呈覆盖于建基面上的贴坡体形状,为国内外所罕见.本文介绍该坝体断面设计,并选择代表性断面进行稳定与变形分析为工程设计提供必要依据.

1 坝体断面布置

1.1 坝体轮廓布置

沥青混凝土面板堆石坝坝顶高程 474.20 m,防浪墙顶高程 475.40 m,坝顶宽 8.0 m.上游坝坡为 1:1.7,下游平均坝坡为 1:1.66.下游坝坡在高程 274.20 m 以上设“之”形马道,考虑施工公路的要求,马道宽 9.5 m,马道之间坡度为 1:1.35;在高程 274.20 m 以下每隔 25 m 高差设马道一条,马道宽 4.0 m,马道之间坡度为 1:1.5.

1.2 坝体堆石材料分区

坝体材料共分 6 区,从上游至下游依次为防渗层、垫层、过渡层、主堆石区、次堆石区、基础过渡区.主坝上游面为沥青混凝土防渗层,采用筒式结构断面,总厚度为 20.2 cm,自上而下分别为沥青玛蹄脂封闭层 2 mm、沥青混凝土防渗层 10 cm、沥青混凝土整平胶结层 10 cm.

垫层区水平宽 2.0 m,采用芙蓉寺灰岩料场石料,垫层料要求新鲜、坚硬、级配良好、透水性好.设计干密

度 $\rho_d \geq 2\,173\text{ kg/m}^3$,最大粒径 $d_{\max} \leq 100\text{ mm}$.

过渡层区水平宽 4.0 m ,采用芙蓉寺灰岩料场或玉山—南坝灰岩料场石料 ,设计干密度 $\rho_d \geq 2\,194\text{ kg/m}^3$,最大粒径 $d_{\max} \leq 300\text{ mm}$.

主堆石区采用玉山—南坝料场石料 ,要求用新鲜或弱风化石料 ,级配良好 ,透水性好 ,设计干密度 $\rho_d \geq 2\,173\text{ kg/m}^3$,最大粒径 $d_{\max} \leq 800\text{ mm}$.

次堆石区利用库盆开挖的弱风化石英岩状砂岩或岩屑石英砂岩 ,开挖时要剔除厚层泥岩夹层 ,控制泥岩含量不超过 15% .库盆开挖料不足部分采用西梅园石料场石料 .次堆石料要求级配良好 ,低压缩性及透水性良好 ,设计干密度 $\rho_d \geq 2\,092\text{ kg/m}^3$,最大粒径 $d_{\max} \leq 800\text{ mm}$.主堆石区和次堆石区分界面坡比 $1:0.4$,倾向下游 .

为提高堆石与基岩的抗剪强度 ,增加坝体的稳定性 ,在次堆石区与基础之间设置一厚度为 5 m 的过渡区 .过渡区料的料源与主堆石料相同 ,但采用过渡层的级配 ,以便于在基岩面上压实 .

2 坝体稳定与变形分析

2.1 静力稳定分析

该沥青混凝土面板堆石坝的稳定主要由下游坝坡控制 .根据地形地质条件 ,下游坝坡的稳定分析主要包括 3 个部分的内容 ,即下游堆石体边坡的稳定分析、坝体堆石沿建基面以及沿基础深层软弱结构面滑动的稳定分析 .

根据坝址地形、地质条件 ,选取两个具有典型代表性的坝体断面进行稳定分析 .为提高堆石体沿基岩面的抗滑稳定性 ,坝基进行了台阶状开挖处理 ;为有效降低基础内渗透压力 ,在坝基内设置了 4 条排水平洞 ;为改善坝基“W”地形造成的坝体不均匀沉陷 ,对沟谷中部山梁凸起部位进行适当开挖处理 .稳定分析方法为极限平衡法^[3] ,考虑岩石和堆石料的强度特性^[4,5] .稳定分析采用的抗剪强度参数见表 1 .

表 1 稳定分析抗剪强度参数

Table 1 Shear strength parameters of stability analysis					
材料	c/kPa	$\varphi/(\text{^\circ})$	材料	c/kPa	$\varphi/(\text{^\circ})$
垫层	199	40.22	堆石与基岩	25	31.10
过渡层	170	40.49	软弱岩层层面	50	21.80
主堆石	70	42.67	软弱夹层层面	20	16.70
次堆石	114	41.09	弱风化砂岩	650	36.86

表 2 面板堆石坝下游坝坡稳定分析成果

Table 2 Result of stability analysis on downstream slope of faced rockfill dam

剖面	$K_{\min}$		
	堆石体 边坡	堆石体 沿建基面	堆石体沿深层 软弱结构面
2—2(左侧冲沟)	2.040	1.642	1.573
4—4(中间山梁)	2.105	1.784	1.563

计算工况为正常蓄水位条件下的运行工况 .稳定分析成果见表 2 .计算表明 ,坝体边坡、坝体沿建基面、坝体沿基础深层软弱结构面的抗滑稳定均满足规范要求 .

2.2 三维应力应变分析

由于坝址区地形纵横向均不对称 ,特别是坝体下游面呈贴坡式 ,坝体的应力应变状态与常规的堆石坝有较大差别 .为全面了解坝体在自重和水荷载作用下的工作状态 ,反映施工及蓄水过程中各阶段大坝的应力变形情况 ,本文对沥青混凝土面板堆石坝进行了空间非线性有限元分析^[6,7] .计算采用非线性邓肯 E-B 模型^[8] ,筑坝材料的物理力学参数见表 3^[9,10] .主要计算成果见表 4 .

表 3 邓肯 E-B 模型材料参数

Table 3 Material parameter of E-B model

材 料	$\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	c/kPa	$\varphi_0/(\text{^\circ})$	$\varphi/(\text{^\circ})$	K	n	R_f	K_b	m	K_{ur}
垫 层	2173	0	56.37	12.81	654	0.25	0.79	400	-0.04	785
过渡层	2194	0	55.76	11.24	791	0.15	0.79	464	-0.20	950
主堆石	2173	0	50.00	6.25	782	0.39	0.83	531	0.12	940
次堆石	2092	0	51.74	8.81	704	0.43	0.84	650	0.20	845
沥青混凝土	2449	200	32.20	4.20	310	0.33	0.47	725	0.79	372

计算结果表明 ,坝体堆石的大主应力等值线与坝坡趋于平行 ,应力分布规律比较合理 ,最大主应力发生在主堆石区内 ,说明水压力主要由主堆石承担 .最大主应力为 $1\,256.5\text{ kPa}$,最小主应力(压)为 271.02 kPa .

堆石体的最大位移均发生在次堆石区 ,最大水平位移为 14.611 cm ,最大竖向位移为 23.712 cm ,与已建类似工程相比较 ,这样的变形量是较小的 .

表 4 三维有限元应力应变计算结果

Table 4 Calculated result of stress-strain by 3-D finite element method

工 况	坝高/ m	水位/ m	坝体最大位移/cm			坝体最大应力/kPa				坝体应 力水平 最大值 /kPa	面板最大应力/kPa				面板 最大 挠度 /cm
						σ_1		σ_3			顺坝坡		沿坝轴		
			竖向 位移	水平位 移(横)	水平位 移(纵)	压应 力	拉应 力	压应 力	拉应 力		压应力	拉应力	压应力	拉应力	
a	474.20	未蓄水	23.185	13.723	2.761	1 208.8		365.42	271.02	0.557	3.443		1.603		1.45
b	474.20	435.00	23.186	13.729	2.759	1 208.9		365.83	271.03	0.557	20.030	0.171	10.645	2.493	1.49
c	474.20	471.50	23.675	14.558	2.751	1 256.5		416.33	273.29	0.564	388.310	0.726	260.170	6.409	8.41
d	474.20	471.98	23.712	14.611	2.761	1 265.5		417.55	273.44	0.565	395.120		264.610	7.131	8.66

各种工况堆石体的应力水平均不大,最大值均不超过 0.6,说明堆石体内部不会发生剪切破坏。
面板均处于受压状态,顺坡向及沿坝轴向的最大压应力值均不大,顺坡向最大压应力为 395.12 kPa,沿坝轴线方向最大压应力为 264.61 kPa,面板挠度最大值均发生在约 1/2 面板高度处,最大挠度为 8.66 cm,处于正常范围。

3 结 论

本文针对宜兴抽水蓄能电站设计的长贴坡面板堆石坝设计方案,进行静力稳定性分析和三维有限元分析,计算结果表明:

a. 坝体边坡沿建基面和沿基础深层软弱结构面抗滑稳定满足规范要求。

b. 坝体最大主应力发生在主堆石区内,最大位移发生在次堆石区内,且变形量较小,各种工况下,坝体应力水平不大,堆石体内部不会发生剪切破坏。

参考文献:

[1] 黄悦照.宜兴抽水蓄能电站面板堆石坝关键技术研究[J].水力发电,2001(5):34—37.
[2] 傅方明.宜兴抽水蓄能电站可行性研究设计的质量控制[J].水利技术监督,2001(2):25—28.
[3] 钱家欢.土力学[M].南京:河海大学出版社,1995.175—178
[4] 郭中华,朱珍德.岩石强度特性的单轴压缩试验研究[J].河海大学学报(自然科学版),2002,30(2):93—96.
[5] 刘斯宏,肖贡义,杨建洲,等.宜兴抽水蓄能电站上库堆石料的新型现场直剪试验[J].岩土工程学报,2004,26(6):772—776.
[6] 钱家欢,殷宗泽.土工原理与计算[M].北京:中国水利水电出版社,1996.54—60.
[7] 尹显俊,王光纶.高挡墙堆石混合坝静动力稳定分析[J].水利水电技术,2003,34(6):17—20.
[8] 姜弘道.水工结构工程与岩土工程的现代计算方法及程序[M].南京:河海大学出版社,1992.266—275.
[9] 王保田,余湘娟,刘汉龙,等.面板堆石坝坝料力学性质试验研究[J].岩石力学与工程学报,2002,22(2):332—336.
[10] 朱珍德,张爱平,邢福东,等.岩石抗压强度试件尺寸相关性试验研究[J].河海大学学报(自然科学版),2004,32(1):42—45.

Stability and deformation analysis of asphalt concrete faced rockfill dam at Yixing Pumped Storage Power Station

GU Chang-cun¹, TAO Jin-chang², ZHOU Yun-dong¹

(1. Geotechnical Research Institute of Hohai University, Nanjing 210098, China ;
2. Shanghai Waigaoqiao Free Trade Zone Construction and Development Co. Ltd, Shanghai 200137, China)

Abstract The main dam of the upper reservoir of the Yixing Pumped Storage Power Station is an asphalt concrete faced rockfill dam. The maximal height difference of the downstream face is 285 m due to the unfavorable topography and geological condition at the dam site, which results in a long rockfill mass covering the foundation surface. Some research work on the stability and deformation of the asphalt concrete faced rockfill dam was introduced, including the dam section design, the zoning for rockfill materials, the selection of representative sections for stability analysis, and the adoption of 3-D nonlinear FEM for deformation calculation. The calculated result shows that the anti-sliding stability coefficient of the dam slope meets the requirement of the design code, and that the internal deformation and stress of the dam body are small, which will not lead to the shear failure.

Key words pumped storage power station; faced rockfill dam; rockfill mass along the slope; stability; strain; stress