

瀑布沟土石坝体及防渗墙的 离心模型试验和数值分析

刘麟德 唐剑虹

(能源部成都勘测设计研究院科研所, 610072)
水利部

文 摘 本文论述瀑布沟土石坝及坝基防渗墙在施工完建、蓄水至正常高水位、水位骤降及7.5度、8度地震烈度等不同设计条件下的离心模型试验。得出不同坝高的土石坝及防渗墙各部位的应力、变形值。采用有限元计算, 并和有关工程的原型观测资料进行了对比分析。

关键词 模型定律, 微机采集和处理数据, 土石坝, 防渗墙, 离心模型试验, 数值分析。

1. 概 述

瀑布沟工程位于四川大渡河中游的汉源县境内, 距成都、渡口、自贡等城市约200~300km, 供电位置适中。装机容量330kW, 总库容为50.64亿m³。由于瀑布沟水库的调节, 可使下游龚咀和铜街子电站的保证出力增加21.5万kW。坝址河床覆盖层深厚, 考虑建土石心墙坝, 坝轴线处覆盖层深达70m, 拟采用两道厚1.4m的混凝土防渗墙, 墙顶设廊道与坝体碎石土心墙相连接。坝址区的瓦山断块长期处于间歇性整体隆起过程中, 构造上属于相对稳定区。据国家地震局签定地震基本烈度为7度, 按8度设防。

2. 离心模型试验相似理论

离心模型试验是利用离心机加速度产生的 ng 离心力, 并采用与原型土料性质相近的模型土料制模进行的。土石坝壳和覆盖层坝基料原型粒径尺寸过大, 原型按大比尺缩小后, 其粒径效应突出。为此试前进行了不同粒径试料的离心模型试验, 得出了粒径 $d < 2\text{mm}$ 作心墙, $d < 5\text{mm}$ 作坝壳和覆盖层模型料较为适合。

将模型重量用离心力增大 n 倍, 使模型与原型的相应点的应力相同。

$$\text{原型自重应力 } \sigma_p = \rho \cdot g \cdot H_p \quad (1)$$

$$\text{模型自重应力 } \sigma_m = \rho \cdot a \cdot H_m \quad (2)$$

在模型几何相似、材料性质相近的系统中, 要保持应力相等, 即 $\sigma_p = \sigma_m$, 则需 $a = ng$ 。其中

*“七五”国家科技攻关项目。

到稿日期: 1992-09-23。

a 为离心模型的总加速度; ρ 为模型材料的密度; H_p 、 H_m 分别为原型和模型的几何尺寸; $n=H_p/H_m$,为模型比。

离心模型律系模型尺寸减少 n 倍,则作用在模型上的体积力增加 n 倍,因模型处于离心惯性力与重力场中。

影响土石坝及坝基料变形与稳定的因素还有渗流、固结、粘滞力及动荷载的惯性力等。时间相似比尺应随试验条件而变。模型试验中,发生渗流固结过程要比原型加快 n^2 倍。

则

$$t_p = n^2 \cdot t_m \quad (3)$$

如为惯性力及水位骤降历时,则

$$t_p = n \cdot t_m \quad (4)$$

式中 t_p 为原型时间, s; t_m 为模型时间, s。

3. 模型料的选择、模型设计及量测系统

3.1 模型料的选择

(1) 坝体及覆盖层坝基模型料的选择^[1]

瀑布沟心墙防渗料系采用黑马I区料场平均曲线,其模型料采用 $d < 2\text{mm}$ 粒径的原型曲线。坝壳及坝基覆盖层料采用 $d < 5\text{mm}$,以 $5 \sim 2\text{mm}$ 按比例等量替换超粒径颗粒, $d < 2\text{mm}$ 用原型曲线,其主要力学性指标与原型料接近。

坝料及覆盖层坝基料的原型与模型料的粒径大小分配曲线参见图1。

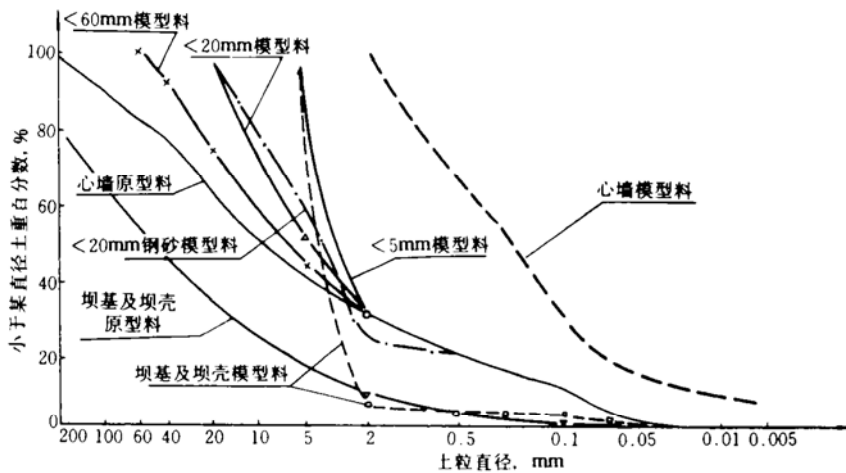


图1 颗粒级配曲线

(2) 混凝土防渗墙

坝基覆盖层内的混凝土防渗墙拟采用350号混凝土,模型防渗墙及廊道采用粗颗粒高标号砂浆混凝土制模。并进行抗压、弹模和抗拉强度的力学试验。试验结果表明模型料的力学性与原型接近。

3.2 模型设计及设计条件的模拟

(1) 模型设计

瀑布沟土石坝高188m,覆盖层坝基防渗墙深达70m,总计258m。设计要求测出坝体及坝基防渗墙在不同设计条件下各部位的应力和变形值,结合有限元成果,进一步论证设计方案。由于模型箱尺寸所限,且工程应力较为复杂,设计较为关心的部位又在中部,为此取中部作为试验的主要研究对象。模型比尺采用1:300,但离心机最大离心加速度为 $90g \sim 93g$,实测出坝体及坝基高为80m的应力和变形值,据此计算出160g, 212g, 300g时不同坝体和坝基高的各部位的应力和变形值,经分析、比较、研究,其误差在允许范围内。详见表1

瀑布沟心墙土石坝混凝土防渗墙方案横剖面及模拟范围见图2。

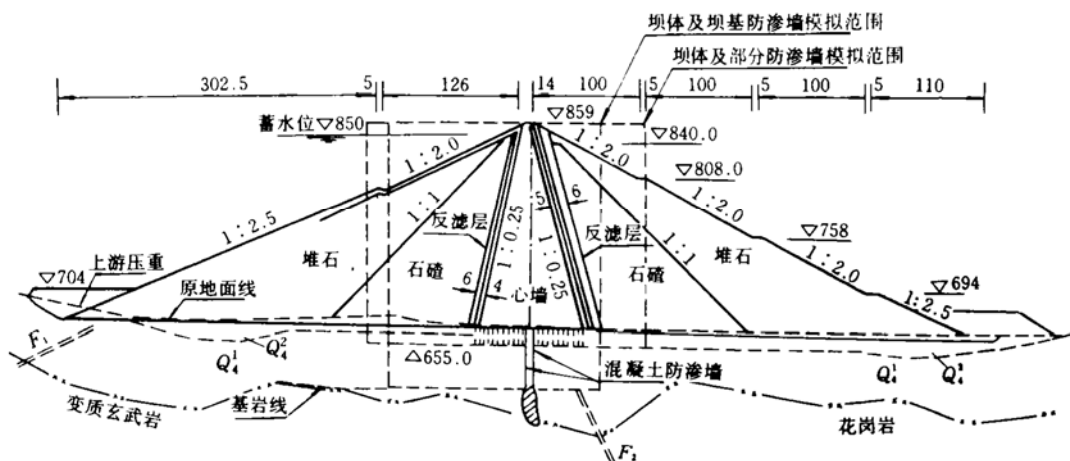


图2 瀑布沟心墙土石坝混凝土防渗墙方案横剖面及模拟范围图

(2) 设计条件的模拟

分施工完建,蓄水至正常高水位、水位骤降、蓄水至正常高水位加7.5度地震或加8度地震、蓄水后加8度地震等不同设计条件进行离心模型试验。最大坝高为模型箱高92cm,正常高水位高89.6cm,水位骤降至72cm。试验时,按式(4)算出水位历时(t_w),用电磁阀准确控制蓄水和排水速率。

试验过程中,按静态近似模拟的方法模拟地震问题,用模型箱与水平面产生一定的倾角来模拟地震荷载,其水平分力为地震力,7.5度和8度地震烈度的离心模型试验所对应的倾角分别为 8.5° 及 14° 。^[2]

按设计条件先进行坝体及坝基全长防渗墙和局部防渗墙施工完建情况的离心模型试验,测出试验过程中各部位的应力;变形后,继续进行蓄水至正常高水位及水位骤降情况的离心模型试验,再测出各部位的应力和变形值。对不同地震烈度条件下的离心模型试验,在改变模型箱倾角后,重新组模进行试验,仍测出其应力、变形值。

3.3 离心机设备及量测系统

试验使用的离心机有效半径为 $10.8m$ ^[3],总功率为1000kW,机械总重达1170kN,设有160个测点集流环。离心机容量达216g-t。

坝基和坝体各部位的应力测试采用YTR1-30型应变式传感器,最大量程为3.0MPa。在

混凝土防渗墙及廊道上贴电阻应变片来测各部位的应力和变形值。对于坝体和坝基部位的变形,还预埋了标点、测试过程照像及试后实测作图分析。测试过程用微机采集,并用微机处理数据,打印成图表。

4. 离心模型试验及数值分析成果

4.1 有限元计算

为了进一步验证试验和作图得出的各种坝体及坝基防渗墙不同部位的应力和变形值,采用了北京大学NOLM83计算程序,结合离心模型试验加载条件进行了有限元计算对比分析。该程序是GEOMAN程序中的二维弹塑性静力分析程序,适用于岩土工程的应力、变形和稳定分析以及地震中某些数值分析。

4.2 离心模型试验成果与有限元计算分析

由于模型箱尺寸及离心加速度的限制,要模拟188m高的瀑布沟土石坝及70m深的坝基覆盖层却是当前一大难题。为此根据各级离心加速度 $15g \sim 90g$ 实测的应力值,防渗墙的大主应力 σ_1 、垂直和水平位移最大值 u 与 g 等关系曲线(参看图3~5),并参考文献[4]桩顶支撑反力与离心加速度关系曲线(见图6)。据此作出 $90g$, $160g$, $212g$ 及 $300g$ 离心加速度时(对应土石坝加坝基高80(实测值), 140, 188, 258m)的应力和变形值。

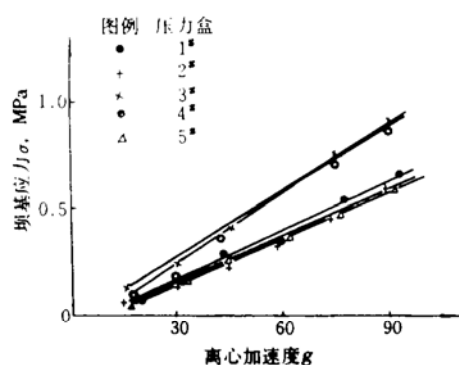


图3 瀑布沟土石坝体 σ - g 关系曲线
(施工完建)

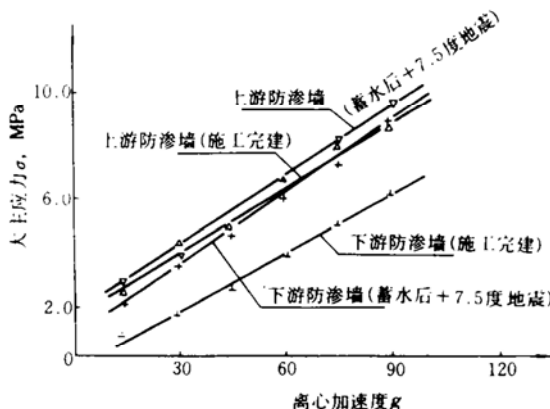


图4 瀑布沟坝基混凝土防渗墙 σ_1 - g 关系曲线

(1) 土石坝坝体及坝基覆盖层变形分析

通过离心模型试验,实测出试前及 $90g$ 时坝体、坝基各部位的标点变位情况,作出6种不同设计条件共8组各部位垂直及水平变形实测值,见图7。图中 $v_p=300v_y$, $u_p=300u_x$ 。 v_p , u_p 为原型值; v_y , u_x 为实测坝体的模型值。

根据上述资料分析,得出变形与离心加速度 g 呈近似线性关系。作出原型土石坝体、坝基总高为80(实测值), 140, 188, 258m的最大垂直及最大水平变形值。并同成都勘测设计院科研所NOLM83程序、成都勘测设计院E, μ 及E, B程序及成都科技大学的Duncan线弹性、QUAD-4程序计算的不同条件下计算值一起汇入表1。

表1 瀑布沟土石坝体及覆盖层坝基离心模型试验成果与有限元计算值

项目单位	设计条件	离心加速度 g		坝轴线位置	模拟原型						备注	
		实测	制图		坝体及坝基高 H (m)	坝顶宽 B (m)	坝体及坝基最大垂直位移		坝体及坝基最大水平位移 u_x			
							u_y (cm)	u_y/H (%)	上游 (cm)	下游 (cm)		
离心模型试验所	模拟防渗墙70m长	施工完工	90		轴线移下游1.2cm	80	4.2	-103.5	1.29	-14	+23	1.水平位移 u_x 向下游为正 2.垂直位移 u_y 向上为正
				160		140	7.6	-181	1.31	-24	+40	
				212		188	14.0	-248	1.32	-40	+64	
				300		258	14.0	-345	1.35	-45	+75	
		蓄水后水位骤降	90		轴线移下游1.2cm	80	4.2	-94.5	1.18	-18	+27	
				160		140	7.6	-168	1.28	-32	+48	
				212		188	14.0	-228	1.21	-50	+72	
				300		258	14.0	-315	1.22	-60	+90	
		蓄水至正常高水位+7.5度地震	91		轴线移下游1.2cm	80	4.2	-117	1.46	-18	+27	
				163		140	7.6	-208	1.48	-32	+48	
				217		188	14.0	-280	1.49	-52	+75	
				307		258	14.0	-390	1.51	-60	+105	
	水位骤降+8度地震	93		轴线移下游1.2cm	80	4.2	-131	1.63	-18	+36		
			165		140	7.6	-232	1.66	-32	+64		
			218		188	14.0	-314	1.67	-54	+80		
			309		258	14.0	-435	1.69	-60	+120		
	模拟防渗墙13m长	施工完工	90		轴线正中	80	4.2	-81	1.27	-18	+27	
				160		110	7.6	-144	1.31	-32	+48	
				212		151	14.0	-248	1.32	-50	+70	
				300		201	14.0	-270	1.34	-60	+90	
		蓄水后水位骤降	90		轴线正中	64	4.2	-72	1.13	-9	+27	
				160		110	7.6	-128	1.16	-16	+48	
				212		151	14.0	-220	1.17	-27	+76	
				300		201	14.0	-240	1.19	-30	+90	
		蓄水至正常高水位	90		轴线正中	64	4.2	-68	1.06	-9	+32	
				160		110	7.6	-120	1.09	-16	+56	
				212		151	14.0	-207	1.10	-35	+85	
				300		201	14.0	-225	1.12	-50	+105	
蓄水后+8度地震		93		轴线正中	64	4.2	-99	1.55	-18	+36		
			165		110	7.6	-176	1.60	-32	+64		
			218		151	14.0	-303	1.62	-54	+95		
			309		201	14.0	-330	1.64	-60	+120		
成都科技大学	施工完工	—	轴线正中	188	14.0	-270	1.44	-80	+80	NOLM程序计算		
				258			1.05					
	蓄水至正常高水位	—	轴线正中	188	14.0	-260	1.38	-40	+100			
				258			1.01					
	蓄水后+7.5度地震	—	轴线正中	188	14.0	-300	1.60	-60	+100			
				258			1.16					
	施工完工	—	轴线正中	188	14.0	-218	1.14	-54	+71	E, μ 及 E, B 模型计算		
				258								
蓄水至正常高水位	—	轴线正中	188	14.0	-195	1.04	-88	+105				
			258									
施工完工	—	轴线正中	188	14.0	-261	1.39	+47	Duncan双曲线混凝土及基岩用线弹性模型				
			258									
蓄水至正常高水位	—	轴线正中	188	14.0	-195	1.04	+130					
			258									
蓄水至正常高水位+0.21g	—	轴线正中	188	14.0	-5.5 (坝顶下25m外)	2.2	+17.4 (坝顶)		QUAD-4程序			
			258									

试验结果表明,蓄水后加8度地震的垂直和水平位移最大,蓄水后加7.5度地震时次之,蓄水后水位骤降时最小。水平位移由于水压力和水平地震力的影响一般都倾向下游,心墙顶部及坝坡部位较坝基大。施工完建时的垂直位移值一般较蓄水后的测值大,但较蓄水后加7.5度和8度地震时测值小,其水平位移上游坝坡段倾向上游,心墙及下游坡段倾向下游。以上各设计条件下的最大垂直位移值都发生在心墙上中部位,均较两侧坝壳变形量大。

以上实测值与有限元计算成果相互得到验证。

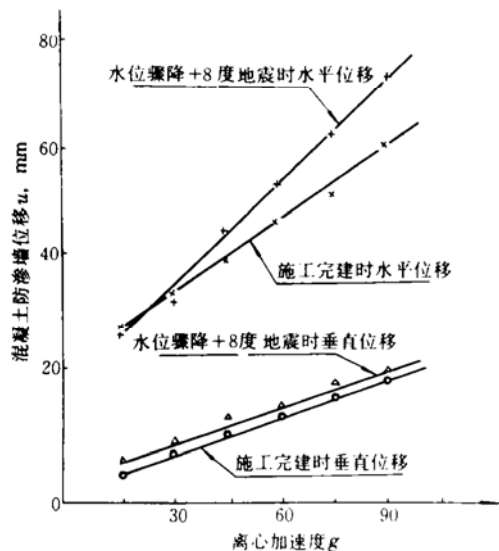


图5 瀑布沟混凝土防渗墙 u - g 关系曲线

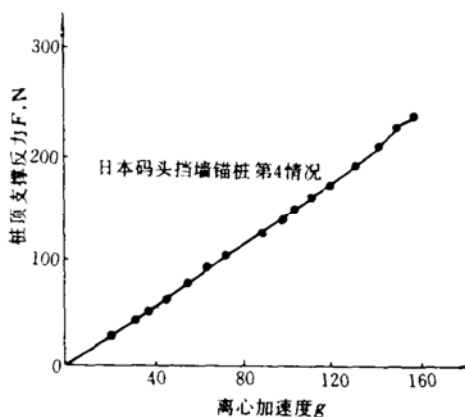


图6 桩顶支撑反力与离心加速度 g 关系

我国碧口土石坝高100m,建在34m深覆盖层上,该工程于1976年建成后蓄水^[5]。观测和计算资料得出坝体最大垂直位移在心墙中部为1.8m,相当于坝体高度的1.8%,为坝体坝基总高的1.34%;水平位移都发生在下游坡中下部,心墙水平位移趋向下游移80cm,上游坝壳局部向上游位移30cm。墨西哥英菲尔尼罗(El Infernillo)心墙堆石坝高148m,1963年建成,1975年10月~1985年9月21日,共受6次强震袭击,坝顶下沉下游侧39cm,上游侧为42cm。

根据上述有限元计算及国内外有关工程实例分析,验证了试验及作图得出的坝体及坝基位移值是合理的。

(2) 坝体及坝基覆盖层应力分析

根据施工完建、蓄水后水位骤降等不同设计条件及深基、浅基共4组离心模型试验,实测出各部位传感器得出的应力值分别作成图8。图中坝体及坝基总高80m和坝高57m(浅基),系离心加速度为90g时实测值;坝体及坝基总高258m和坝高188m(浅基)的应力值系作图得出。

图上表明,位于坝轴线心墙下部埋设的压力传感器,因心墙部位填料高度较上下游坝坡部位高,处于曲线峰值部位。但都稍小于由填料土柱高度计算得出的应力值。如石头河土石坝观测出施工完建时应力值为1.35MPa,而相应土柱高计算值为1.584MPa。

用NOLM83程序计算出的坝体心墙底部附近的大主应力(σ_1)值最大。

(3) 坝基混凝土防渗墙应力和位移分析

按该工程不同设计条件,实测出15g~90g时防渗墙各部位应力和位移值。再根据混凝

土线弹性材料及实测的 σ - g , u - g 关系曲线(图3~5), 相应得出原型混凝土上下游各部位的应力和位移值。并将试验值与成都勘测设计院科研所、成都勘测设计院、成都科技大学等单位计算的最大值汇列入表2。

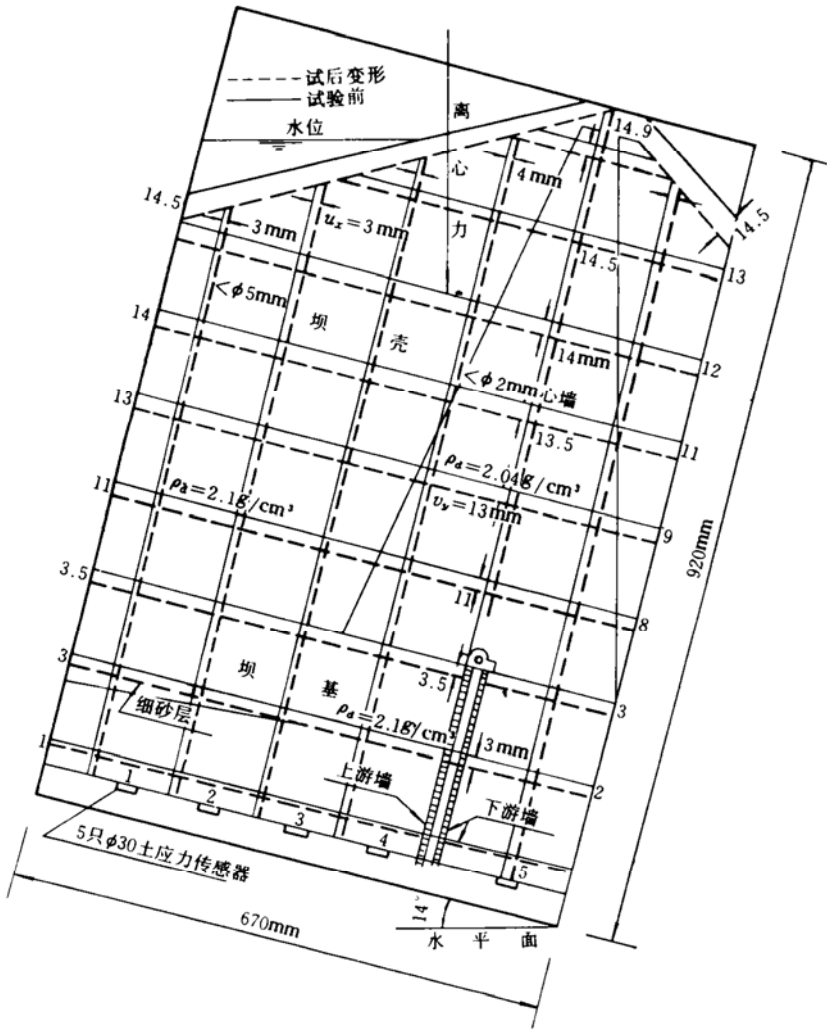


图7 瀑布沟高土石坝及混凝土防渗墙离心模型试验变形实测图
(水位骤降+8度地震)

从表2看出, σ_1 值以蓄水至正常高水位骤降后加8度地震时最大, 施工完建时次之, 蓄水至正常高水位骤降时最小, 与计算值接近。

碧口第二道防渗墙深68.5m, 覆盖层深34m。观测资料表明; 施工完建时防渗墙上游面的压应力 σ_1 为18MPa; 蓄水后为17MPa, 防渗墙顶部水平位移最大值为45cm, 偏向下游; 垂直位移为9.6cm, 均与试验测值的趋势相似。加拿大Manic-3土石坝高107m^[6], 坝基覆盖层

深126m,采用两道混凝土防渗墙截入基岩,墙顶用顶盖连接。大坝建成后,观测廊道底部(含防渗墙)的总沉降量为14m,其传递荷载的填筑体重量占防渗墙垂直应力的15%,另外85%由反向表面摩擦传递所引起。瀑布沟心墙垂直应力为3.0MPa,传递给廊道和墙顶,墙体的 σ_1 为31.3~34.0MPa,其85%~90%仍由墙体两侧反向表面摩擦传递。同时Manic-3坝蓄水后亦向下游水平位移了285mm,均与成都勘测设计研究院科研所的试验值接近。

表2 瀑布沟覆盖层坝基混凝土防渗墙离心模型试验成果与有限元计算值

项目	单位	设计条件	混凝土防渗墙部位	大主应力 最大值 σ_1 (MPa)	原 型				备 注
					防渗墙深度 h (m)	墙顶水平位移 u_x (cm)	墙体垂直位移 u_y (cm)	墙外侧覆盖层沉陷 u'_y (cm)	
离心模型试验	成都勘测设计研究院	施工完建	上游墙	33.7	70	-23.1	-7.8	-60	1. 水平位移 u_x 向下游为正; 2. 垂直位移 u_y 向上为正。
			下游墙	27.0				-58	
		蓄水后水位骤降	上游墙	31.3	70	27.6	-6.4	-70	
			下游墙	20.8				-65	
		蓄水至正常高水位+7.5度地震	上游墙	32.1	70	24.1	-7.9	-75	
			下游墙	25.1				-71	
		水位骤降+8度地震	上游墙	34.0	70	27.1	-8.2	-83	
			下游墙	30.2				-77	
有限元计算	成都勘测设计研究院	施工完建	上游墙	36.0	70	-46.2	-10.0	-80	NOLM83程序计算
			下游墙	35.0		-46.0	-9.8	-75	
		蓄水至正常高水位	上游墙	34.7	70	44	-8.9	-85	
			下游墙	34.0		44	-8.8	-80	
		蓄水至正常高水位+7.5度地震	上游墙	37.5	70	45	-8.2	-90	
			下游墙	35.0		45	-8.4	-80	
	成都勘测设计研究院	施工完建	上游墙	28.8	70	-6.55	-6.0	-71	E, μ 及 E, B 模型计算
		蓄水至正常高水位	上游墙	25.4	70	25	-5.1		
	成都科技大学	施工完建	上游墙	37.85	70	-19.8	-16.8	-16.2	Duncan 双曲线 (混凝土及基岩用线弹性模型)
			下游墙	35.86		-19.9	-16.4	-12.2	
		蓄水至正常高水位	上游墙	21.73	70	42.2			
			下游墙	22.54		42.1			
	成都科技大学	蓄水至正常高水位+0.21g	上游墙	$\sigma_y=3.16$	70	0.60	-0.49	-0.59	QUAD-4程序
			下游墙	$\sigma_y=1.75$		(动变形)	(动位移)	(动变形)	

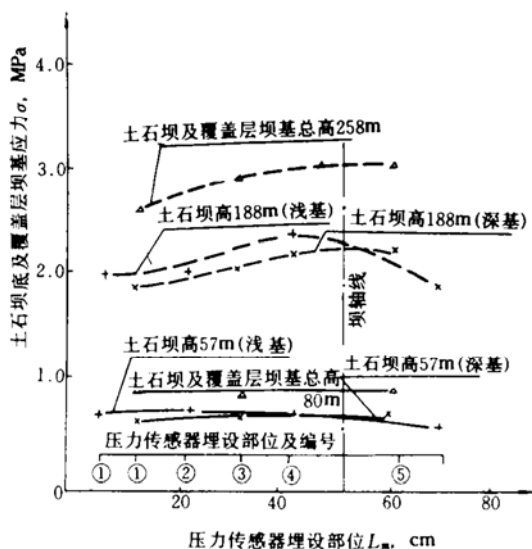


图8 土石坝底及覆盖层坝基应力
(蓄水后水位骤降)

5. 结论及建议

通过以上离心模型试验, NOLM83程序计算及国内外有关工程观测资料分析后, 提出以下结论及建议:

(1) 瀑布沟土石坝及坝基覆盖层离心模型试验得出的垂直位移, 以蓄水后水位骤降加8度地震时最大, 蓄水至正常高水位加7.5度地震时次之, 施工完工时又次之, 蓄水后水位骤降时最小。其最大值均发生在心墙坝高2/3部位。其水平位移最大值则发生在心墙顶部及上下游坝坡附近, 坝基附近最小; 上游坝坡局部倾向上游外, 其余部位都倾向下游。实测值与NOLM83计算值变化趋势相似, 也与国外高土石坝观测资料趋势相似。

(2) 由离心模型试验得出的土石坝坝体及覆盖层的应力值, 一般小于填料土柱压力, 这与石头河土石坝施工完工后由压力盒实测的坝体各部位压力值趋势一致。

(3) 由离心模型试验得出防渗墙的大主应力(σ_1)最大值: 蓄水至正常高水位、水位骤降加8度地震时上游墙为34.0MPa; 施工完工时为33.7MPa; 蓄水至正常高水位加7.5度地震时为32.1MPa; 水位骤降为31.3MPa。墙顶水平位移, 除施工完工时为23.1cm, 偏向上游外, 其余三种情况为24.1~27.6cm, 均倾向下游。墙体垂直位移均向下压缩为6.4~8.2cm。试验测值与Manic-3及碧口深防渗墙观测资料和计算成果对比分析, 符合一般规律。试验和计算均得出心墙土柱传力和墙体自重应力只占墙体大主应力 σ_1 的10%~15%, 其余85%~90%系防渗墙承力过程中反向表面摩擦所传递的应力。这与上述工程观测结果相似。

(4) 试验及计算得出用 $d < 2\text{mm}$ 模型料作心墙、 $d < 5\text{mm}$ 模型料作坝基覆盖层和坝壳料进行离心模型试验是可行的, 可应用在国内其它类似工程试验中。这次试验采用实测的 $\sigma-g$ 及 $u-g$ 曲线(近似线性关系), 据此作图得出中高土石坝(从80m到140~258m)及防渗墙的离

心模型试验的应力、变形资料, 结合计算及观测资料的对比分析, 可供工程设计参考使用。

参 考 文 献

1. Mikasa M, Takada N. Centrifugal Model Test of Rockfill Dam. Proc 7th ICSMFE, II, 1969. 325~333.
2. 三笠正人等. 远心力を利用した土构造物の模型試験. 土と基礎, 1980, 28(5): 15~23.
3. Liu Linde, Tang Jianhong. Centrifugal Model of a Rockfill Dam and Concrete Cut-off Wall of Dam Foundation Built in Deep Alluvion. In: Proceedings of the International Conference on Geotechnical Centrifugal Modelling Paris, April 1988. 135~140.
4. Takada N, Mikasa M. Centrifuge Model Tests on Anchored Sheet Pile Quay Wall on Clay Ground Improved by Sand Compaction Piles. In: Proceeding of the International Conference on Geotechnical Centrifugal Modelling. Paris, April 1988. 232~242.
5. 李昭畔, 吴显扬. 碧口水电站拦河坝混凝土防渗墙观测成果分析[研究报告]. 水电部第五工程局, 1982.
6. Oscar Dascal. Structural Behaviour of the Manicouagan 3 Cut-off. Canadian Geotechnical Journal, 1979, 16(1): 200~211.

Centrifugal Model Tests and Numerical Analysis for Earth-rock Dam and Cut-off Wall in Pobugou Project

Liu Lin-de Tang Jian-hong

(Scientific Research Institute, Chengdu Hydroelectric Investigation and Design Institute)

Abstract Centrifugal model tests for earth-rock dam and concrete cut-off wall built in deep overburden in Pobugou Project under conditions of sudden drawdown of reservoir level and earthquake after completion and reservoir storage are described. Values of stress and strain in different dam heights and at different parts of cut-off wall are measured and compared with those calculated by finite element method and observed from prototype of some projects.

Key words model law, data processing and acquisition by microcomputer, centrifugal model tests of earthrock dam, centrifugal model tests of cut-off wall, numerical analysis.