

碧口水电站土石坝壤土心墙孔隙 压力的计算与观测

陈 洪 天

(水电部西北勘测设计院, 西安)

提 要

在碧口水电站土石坝壤土心墙的孔隙压力计算中,初始孔隙压力系数 $\bar{B}$ 与竖向正应力采用非线性关系,且在 $\bar{B}_i$ 与 $\bar{B}_0$ 间取值;采用差分法及有限单元法进行孔隙压力消散计算。观测采用渗压计。从初步成果看, $\bar{B}$ 的取值是可行的;考虑心墙拱效应后,竣工时的孔隙压力计算值与观测值比较接近。

一、概 述

碧口水电站是一座以发电为主的大型枢纽工程。1966年开始初步设计，1969年正式开工，1975年底蓄水，1976年3月第一台机组发电，至目前已正常运行七年多。

大坝为碾压式壤土心墙土石分区坝,最大坝高101.8m,坝顶竣工高程711.8m,正常高水位704m(近期视情况可提高至707m)。大坝标准剖面如图1所示。

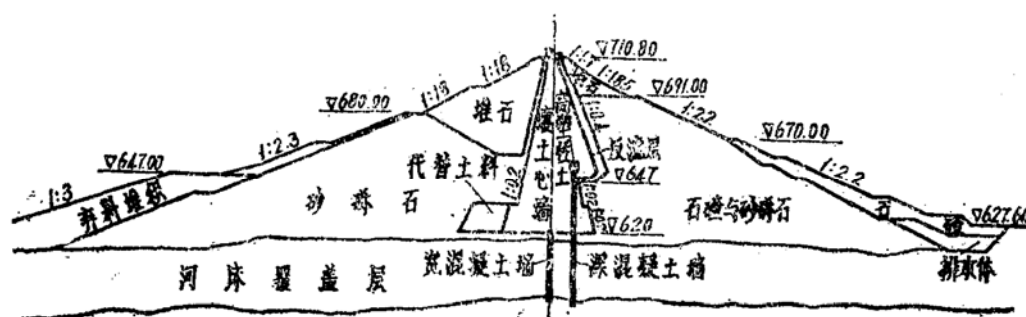


图 1 坝体断面示意图(高程以m计)

更正：图中边坡1:18, 1:185应分别改为1:1.8, 1:1.85。

心墙为重、中粉质壤土与粉质粘土填筑的薄心墙。土料粘粒含量在30%左右,塑性指数约为14。依据料场天然含水量、标准击实试验与现场碾压试验结果,确定施工控制含水量为16~19%,干容重为1.70~1.71t/m³,渗透系数小于 $i \times 10^{-7}$ cm/s。河床砂砾石覆盖层深34m,用宽1.3m的混凝土防渗墙截渗;因补强需要,又设置了宽0.8m,深68.5m的第二道混凝土防渗墙,其顶部设有高5m、宽4m的高塑性土区。

1970年开始填筑心墙, 1975年底基本结束。采用重型自卸汽车直接进入心墙卸土, 推土机铺散, 16 t 双联羊足碾压实, 复查样平均干容重 1.744t/m^3 , 合格率为83.3%。

水库自1975年底蓄水以来,最高蓄水位曾达705.30m,1976年8月松潘、平武地震波及碧口,坝址区地震烈度6度左右,大坝无异常现象。

大坝的稳定和沉陷计算均按有效应力原理进行,故对孔隙压力及其消散进行了计算,并埋设了观测仪器进行实测。

二、基本资料

心墙土料采用早阳坝料场的粉质粘土与重粉质壤土,其主要物理力学指标见表1。

表1 早阳坝料场土料物理力学性质

项 目			粉 质 粘 土		重 粉 质 壤 土	
			技设阶段 平 均 值	施工复查 平 均 值	技设阶段 平 均 值	施工复查 平 均 值
天 然 含 水 量 w (%)				18.4	17.8	18.7
土 粒 比 重 G			2.73	2.73	2.72	2.73
流 限 w_L (%)			33.5	31.9	31.7	30.8
塑 限 w_P (%)			18.7	17.8	17.5	17.2
塑 性 指 数 I_P (%)			14.8	14.1	14.2	13.6
含 盐 量 (%)			0.06	0.06	0.11	0.45
有 机 质 含 量 (%)			0.50	0.50	0.20	0.166
难 溶 盐 含 量 (%)			0.48	0.48	0.52	0.45
中 溶 盐 含 量 (%)			0.22	0.22	0.30	0.22
颗 粒 组 成 (mm)	砂 粒	>0.10	1	21.4	8.7	25.3
		0.10~0.05	17.5		18.7	
	粉 粒	0.05~0.01	37.5	44.0	37.7	51.0
		0.01~0.005	11.5		10.6	
	粘 粒	<0.005	32.5	34.6	24.8	23.7
		<0.002	20	20.5	14.0	12.9
不 均 匀 系 数			25.6	25.6	23.1	19.4
渗 透 系 数 k		$\gamma_d=1.70$	5.0×10^{-9}	6.5×10^{-8}	5.2×10^{-8}	7.17×10^{-8}
(cm/s)		$\gamma_d=1.75$	1.2×10^{-9}	2.09×10^{-8}	1.38×10^{-8}	4.94×10^{-9}

由三轴非饱和和不排水剪试验得出的孔隙压力与主应力的关系见表2。

非饱和土在各向等压条件下的孔隙压力消散系数 c'_{v50} 见表3。

表2 孔隙压力与主应力的关系 (单位: kg/cm²)

侧压力 σ_3	粉 质 粘 土			重 粉 质 壤 土		
	u	u_f	σ_{1f}	u	u_f	σ_{1f}
1	0.20	0.42	2.64	0.17	0.31	3.01
2	0.20	0.69	4.27	0.30	0.81	4.52
3	0.67	1.40	5.50	0.60	1.39	5.88
4	/	1.52	6.75	0.81	1.58	7.11
5	1.09	2.51	7.88	/	2.65	8.19
6	1.69	2.92	9.01	1.59	3.07	9.52

表3 孔隙压力消散系数 c'_{v50}

土 号	干 容 重 $\gamma_d(t/m^3)$	饱 和 度 $S_r(\%)$	$c'_{v50}(cm^2/s)$		
			$\sigma_3 = 2(kg/cm^2)$	$\sigma_3 = 4(kg/cm^2)$	$\sigma_3 = 6(kg/cm^2)$
早补孔 4	1.70	85.5	2.24×10^{-4}	5.51×10^{-4}	3.98×10^{-4}
早补孔 7	1.69	83.5	9.26×10^{-4}	3.70×10^{-4}	1.36×10^{-4}
补 槽 2	1.70	84.9	2.10×10^{-3}	4.80×10^{-4}	2.48×10^{-4}
平 均	1.70	84.8	1.08×10^{-3}	4.67×10^{-4}	2.61×10^{-4}

三、初始孔隙压力计算

心墙填筑期的初始孔隙压力 u_0 , 用下式计算:

$$u_0 = \sum \Delta u_0 = \sum \bar{B} \cdot \Delta \sigma_y \quad (1)$$

式中 σ_y —— 竖向总应力;

$\bar{B}$ —— 初始孔隙压力系数。

在碧口水电站大坝心墙的初始孔隙压力计算中, σ_y 采用土柱重, 而 $\bar{B}$ 与一般计算方法相比, 作了两点改进。

1. 以往的计算中, 孔隙压力 u_0 与 σ_y 以线性关系计。对于低坝, 这样假定误差不大, 而对于高坝, 随着应力增大, 土料的孔隙比减小, 饱和度增加, 孔隙压力系数急剧增大, 在相当大的范围内近似为直线误差太大。因该坝高达101.8m, σ_y 以土柱重计算可达 $20 kg/cm^2$, 在这样大的垂直压力下, 孔隙压力 u_0 与 σ_y 的关系不再是线性关系, 这在文献[1]中已提到, 因而按非线性关系计。

从碧口电站心墙土料三轴试验来看, 随着正应力增加, 破坏时的孔隙压力系数 B_f 也增加(参见图2)

2. $\bar{B}$ 值的选用考虑了坝体内 σ_3 与 σ_1 的比值。当然, 考虑每一点的实际应力状态是非常麻烦的, 所以只是根据经验, 考虑剪切试验破坏时的应力比 σ_3/σ_{1f} (三轴不排水剪) 及侧限压缩时的侧压力系数 $K (= \sigma_3/\sigma_1)$, 从而取所得的孔隙压力系数 $\bar{B}_f$ 及 $\bar{B}_0$ 的中间值。

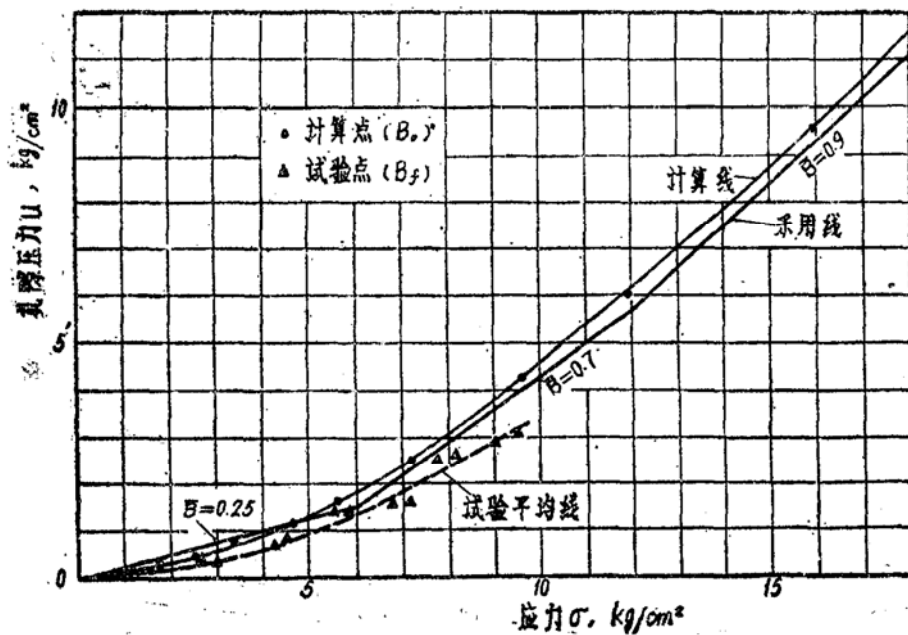


图2 碧口心墙土料初始孔隙压力系数 $\bar{B}$

根据侧限压缩试验的孔隙比与垂直压力 p (即有效应力 σ') 的关系, 按希尔夫 (J. W. Hill) 公式计算孔隙压力, 然后得出孔隙压力 u_0 与总应力 σ 的关系曲线, 即图 2 的“计算线” $\bar{B}_0 = u_0 / \sigma$ 。

根据三轴固结不排水剪试验成果 (见表 2) 可求得 $\bar{B}_f$, $\bar{B}_f = u_f / \sigma_{1f}$ 。 $u_f - \sigma_{1f}$ 的关系见图 2。中“试验平均线”, 它偏在“计算线”的下方。

为了方便及偏于安全, $\bar{B}$ 的取值分成如下三个应力阶段:

$\sigma = 0 \sim 6 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{B} = 0.25$, 该段大部分在 $\bar{B}_0$ 线之上, 偏于安全;

$\sigma = 6 \sim 12 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{B} = 0.70$, 该段在 $\bar{B}_0$ 之下, $\bar{B}_f$ 之上, 为两者平均偏大值;

$\sigma > 12 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{B} = 0.90$, 因试验范围不足, 该段主要考虑逼近 $\bar{B}_0$ 取值。

四、孔隙压力消散计算

心墙土料的渗透系数 $k \leq 10^{-7} \text{ cm/s}$, 且消散系数小, 故初始孔隙压力在施工期的消散不显著。

根据太沙基 (K. Terzaghi) 固结理论, 即假定在消散过程中, 总应力和不变, 孔隙压力的减少即为有效应力的增加。

在技术施工设计阶段, 用差分法进行消散计算。消散系数 c'_{v50} 如表 3 所示, 仅稍作修改, 舍去了“早补孔 4”土样在 $\sigma_3 = 2 \text{ kg/cm}^2$ 的 c'_{v50} 值, 而取另两个样的孔隙压力消散系数平均值 ($c'_{v50} = 1.51 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$) 进行计算。大坝竣工时的孔隙压力分布见图 3。

在观测资料整理过程中, 编制了计算孔隙压力消散的有限元法程序, 采用上述 $\bar{B}$ 值和 c'_{v50} 值进行电算, 应用太沙基固结理论, 计算得大坝竣工时的孔隙压力分布同差分法基本一致。

从计算结果看出, 因消散系数小, 故孔隙压力消散甚少, 在离排水面 8 m 以上的区域就基本上不消散了。因消散度远小于 50%, 所以采用 c'_{v50} 使孔隙压力消散值偏小一些,

五、观测资料

为了观测心墙的孔隙压力, 共设计埋设 44 支差动电阻式渗压计, 分设在 0 + 175 m、0 + 135 m 及 0 + 215 m 断面(见图 4, 0 + 215 m 断面仪器已无法观测, 故未示)。

目前能观测的仪器还有 11 支, 其观测结果见图 5^①, 其余渗压计由于埋设前采用兆欧表检测渗压计的绝缘性能时损坏或在大坝补强处理时将电缆挖断等原因而无法观测^[2]。

从渗压计的观测值来看:

1. 观测值均低于大坝竣工时的计算值。从图 3 上可以明显地看出, 竣工时的观测值(填在括号内的数字)与差分计算值的比值, 在 -10% 至 +60% 之间。孔隙压力比预计的小, 不至于对坝的安全产生不利影响。

2. 施工过程中, 孔隙压力与上部填土间的关系, 均为曲线^①, 但其弯曲方向有部分与图 2

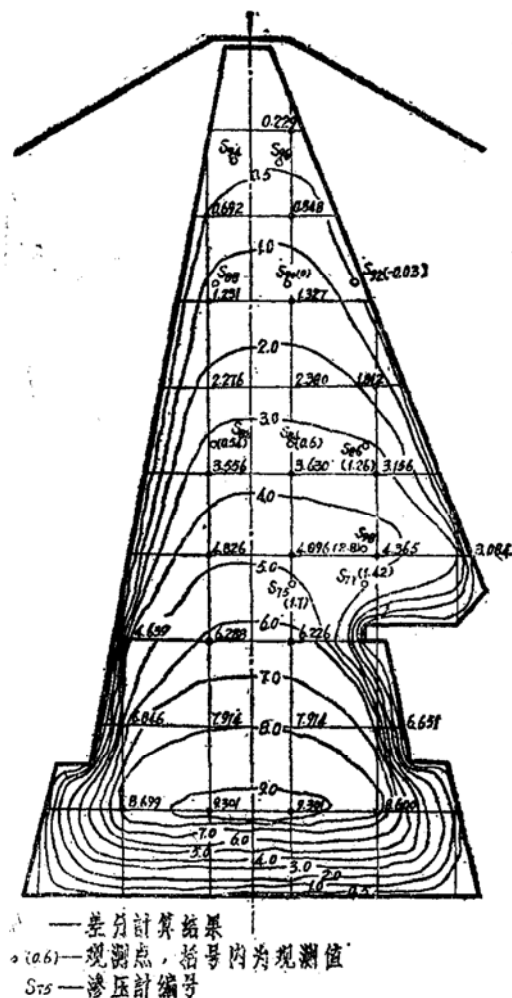


图 3 大坝竣工时孔隙压力分布图

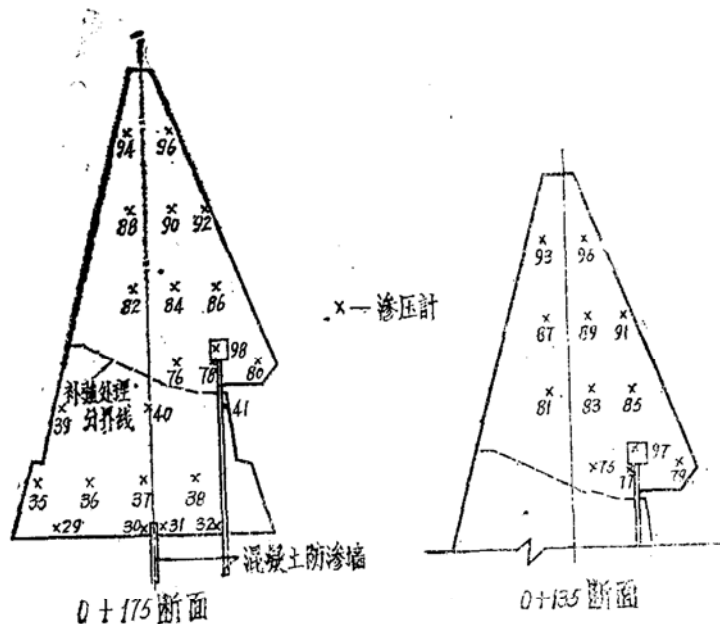


图 4 渗压计布置图

①黄家然, 碧口大坝壤土心墙孔隙压力的原型观测, 电力工业部西北勘测设计院, 1981年。

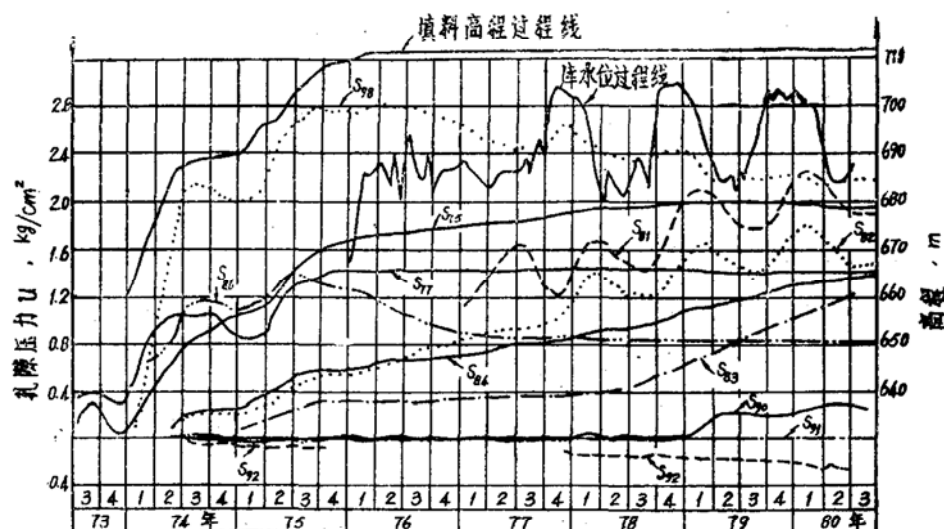


图5 孔隙压力过程线

一致,有部分却相反(如 S_{88})。后者估计与其他因素的综合影响有关,这些因素可能包括填土是否受剪切、孔隙压力消散的快慢、测头附近填土的含水量以及是否夹有大颗粒等。

3.有些渗压计(如 S_{98} 、 S_{88})竣工后孔隙压力有一定消散,而另一些渗压计(如 S_{81} 、 S_{84} 等)却有所上升。

4. S_{81} 、 S_{82} 渗压计的测值变化与库水位变化关系密切。

5.位于防渗墙顶部高塑性土区的 S_{88} 测值较其他的渗压计大,说明该处土体因防渗墙的存在应力较大,设置高塑性土是合适的。

六、问题讨论

(一) 渗压计观测值比孔隙压力计算值偏小的原因

竣工时,若干渗压计的观测值与差分计算值的比较如表4所示,以9支可比仪器为例,观测值占计算值的比例平均为24.8%,变化在0~63.6%之间,差别较大。除渗压计所测孔隙水压力小于孔隙气压力外,主要是计算值偏大^[2],其原因为:

1.在 $u = \Sigma \bar{B} \cdot \sigma_y$ 中, $\bar{B}$ 值取了偏大的值,特别是在 $\sigma < 5 \text{ kg/cm}^2$ 部分(见图2)。 $\bar{B}$ 值偏大的另一个因素是,图2以土料的含水量 $w = 19\%$ 为标准,是填筑控制的上限(高塑性土区除外),所得孔隙压力是偏大的,而实际施工控制 $w = 16 \sim 19\%$,大部分小于19%,平均值为17%。

2.在 $u = \Sigma \bar{B} \cdot \sigma_y$ 中, $\sigma_y = \gamma h$, γ 为土体容重, h 为土柱高度。因消散系数小,故各点孔隙压力基本接近初始孔隙压力。

目前很多观测与计算资料都表明:心墙,特别是薄心墙的拱效应(或称心墙与坝壳间的荷载传递)是很显著的。碧口大坝心墙内未埋设压力盒,应力分布无实测资料。曾用非线性有限元程序计算了坝体施工期的应力与变形,近年又对蓄水期与稳定渗流期进行了计算^②。现将竣工时渗压计附近节点及所在单元的垂直总应力 σ_y ,按采用的 $\bar{B}$ 值计算孔隙压力($u_{计2}$),再

②王复来,郭俊行,碧口土石坝与混凝土防渗墙在各运用期的应力与变位的分析,水利电力部西北勘测设计院,1983年。

表4 竣工时的孔隙压力比较表

渗压计编号	$u_{\text{观}}(\text{kg/cm}^2)$	$u_{\text{计1}}(\text{kg/cm}^2)$	$u_{\text{观}}/u_{\text{计1}}(\%)$
S_{75}	1.70	5.2	32.7
S_{77}	1.42	4.0	35.5
S_{82}	0.56	3.2	17.5
S_{83}	0.32	3.3	9.7
S_{84}	0.60	3.3	18.2
S_{86}	1.36	3.0	45.3
S_{90}	0	1.2	0
S_{91}	0	0.4	0
S_{98}	2.80	4.4	63.6
平均			24.8

与实测孔隙压力比较如表5。

从表5可知,不论用渗压计所在单元的应力计算,还是以附近节点应力计算,观测值与计算值都比较接近。其中 S_{75} , S_{86} , S_{98} 三支仪器,两者基本一致。 S_{77} 埋在深防渗墙顶附近,因该处土体应力集中很严重,受力条件复杂,单元应力和附近节点应力差别很大,用非线性有限元电算所得土体的孔隙压力与观测值难于比较。另外, S_{82} , S_{84} 观测值为计算值的40%左右。由此可见,在孔隙压力计算中,必须考虑坝体的实际应力状态,即必须计及心墙的拱效应,而不能简单地以土重作为垂直应力。

(二)部分渗压计的测值在竣工后继续上升问题

从孔隙压力消散的观点来看,渗压计的测值在竣工后应逐渐下降。但只有 S_{98} , S_{90} 测值下降,而 S_{75} , S_{82} , S_{83} , S_{84} 的测值却继续有所上升,虽然上升的幅度不大。

由于以下几个原因,心墙土体的应力在竣工后有所增加:

1. 水库蓄水后,虽然来不及在心墙内形成流网,但心墙上游面受水压力作用,心墙底部有扬压力(限于防渗墙前),这些边界力使心墙的应力增加。根据非线性应力应变电算资料^②,渗压计所在位置的心墙应力变化见表6所示。其中16至18级是指水库蓄水至所示高程,但水未渗入心墙的情况。从表6可知: S_{75} , S_{82} , S_{83} , S_{84} 处心墙应力随蓄水位升高而增加; S_{86} , S_{98} 从15级至17级应力稍有减少,到18级才有增加,到形成稳定渗流时,应力又有减少。这与图5所示的过程线大体上是一致的。

2. 心墙应力因土料蠕变,拱效应减少而增加。

3. 坝壳材料湿化沉陷使心墙应力增加。

4. 填土饱和度逐年提高。

总之,从观测资料分析,碧口壤土心墙初始孔隙压力系数 $\bar{B}$ 的选取是可行的,在设计阶段采用稍偏大的值以策安全。坝体孔隙压力计算应考虑心墙的拱效应,采用接近实际的总应

力值。孔隙压力消散计算虽作了一些新的尝试,但因消散系数小,从观测资料还不足以分析其是否适当。用渗压计测孔隙压力是可行的,如同时测土压力,再用水管式孔隙压力计对比,则更好。

表5 孔隙压力计算值与观测值比较

渗压计编号	S ₇₅	S ₇₇	S ₈₂	S ₈₃	S ₈₄	S ₈₆	S ₉₀	S ₉₁	S ₉₈	平均
埋设高程 (m)	653	653	668	668	668	668	685	685	656	
附近节点号	142	248	115	139	139	245	138	190	248	
所在单元号	[129]*	[142]	[146]	[147]	[147]	[148]	(294)**	[160]	[132]	
节点应力(kg/cm ²)	σ_x	3.61	2.07	3.01	2.98	2.98	2.91	2.70	2.98	5.22
	σ_y	6.65	3.66	5.12	5.66	5.66	5.29	4.55	4.30	10.62
	τ_{xy}	-0.75	-2.46	0.67	0.02	0.02	-0.75	0.03	-0.56	-0.98
单元应力(kg/cm ²)	σ_x	3.32	8.63	3.03	2.91	2.91	2.24	1.56	2.14	3.59
	σ_y	6.34	17.95	5.69	5.74	5.74	4.77	3.01	2.91	8.27
	τ_{xy}	-0.39	0.31	0.37	-0.47	-0.47	-0.62	-0.28	-0.62	-0.08
u计2节 (kg/cm ²)	1.96	0.92	1.28	1.42	1.42	1.32	1.14	1.08	4.73	
u计2单 (kg/cm ²)	1.74	11.06	1.42	1.44	1.44	1.19	0.75	0.73	3.09	
u观 (kg/cm ²)	1.70	1.42	0.56	0.32	0.60	1.32	0	0	2.80	
u观 u计2节 (%)	86.7	154.3	43.8	22.5	42.3	100.0	0	0	59.2	56.5
u观 u计2单 (%)	97.7	12.8	39.4	22.2	41.7	110.9	0	0	90.6	46.1

注: * 为四边形单元;

** 为三角形单元。

表6 心墙应力变化

渗压计 编号	附近节点 或所在 单元号	心				墙				应 力				(kg/cm ²)							
		15 级 (竣工)				16级(蓄水至649m)				17级(蓄水至680m)				18级(蓄水至707m)				19级(707m稳定渗流)			
		σ_x	σ_y	τ_{xy}		σ_x	σ_y	τ_{xy}		σ_x	σ_y	τ_{xy}		σ_x	σ_y	τ_{xy}		σ_x	σ_y	τ_{xy}	
S ₇₅	[129]单元	33.18	63.36	-3.86	33.62	64.11	-3.59		38.98	66.17	-4.11	62.29	77.36	-9.99	49.12	57.45	-2.24				
	142 节点	36.10	66.54	-7.49	36.43	67.15	-7.25		41.53	69.09	-7.84	61.60	80.37	-13.68	36.21	58.67	-11.87				
S ₈₁ (S ₈₂)	[146]单元	30.28	56.91	3.69	30.24	57.34	3.48		33.96	58.89	3.89	53.39	74.03	-2.16	18.32	45.92	-1.34				
	115节点	30.14	51.23	6.70	30.16	51.57	6.44		30.74	52.22	6.28	47.20	68.46	-0.14	10.45	47.00	-0.41				
S ₈₃ (S ₈₄)	[147]单元	29.13	57.36	-4.68	29.11	57.60	-4.64		32.63	59.29	-4.39	53.17	69.95	-11.22	28.54	53.24	-10.49				
	139节点	29.81	56.59	0.16	29.85	56.93	0.04		31.93	58.06	0.19	48.87	69.73	-6.10	22.17	55.44	-7.52				
S ₈₆	[148]单元	22.41	47.72	-6.22	22.47	47.65	-6.29		26.46	46.60	-5.96	48.02	60.46	-13.03	34.82	52.85	-10.96				
	245节点	29.11	52.85	-7.52	29.10	52.80	-7.62		31.72	52.89	-7.68	46.47	59.50	-12.33	41.77	63.31	-13.69				
S ₈₈	[132]单元	35.91	82.72	-0.83	36.24	81.29	-0.89		40.94	76.43	-1.45	65.33	95.28	-8.40	54.98	88.43	-4.25				
	247节点	52.24	106.15	-9.84	52.61	104.48	-9.88		57.81	101.03	-10.76	81.40	123.66	-16.58	69.60	115.92	-14.21				

参 考 文 献

- [1] 华东水利学院土力学教研组主编, 土工原理与计算, 水利出版社, 1981年。
- [2] B. A. 弗洛林著, 北京水利科学研究院译, 土体压密理论, 中国工业出版社, 1964年。
- [3] 王春生、黄家然, 碧口水电站大坝壤土心墙孔隙压力的原型观测, 大坝观测与土工测试, 1981年第2期。

Computation and Observation of Pore Pressure in the Loam Core of Earth-rockfill Dam at Bikou Hydropower Station

Chen Hong-tian

(Northwestern China Investigation and Design Institute, Ministry
of Water Resources and Electric Power, Xian)

Abstract

The pore pressure dissipation in the loam core of earth and rockfill dam at Bikou Hydropower Station is analysed with element difference method and finite element method. The nonlinear relationships of initial pore pressure coefficient $\bar{B}$, between $\bar{B}_i$ and $\bar{B}_0$, and normal stress are given. According to the preliminary observed data by the piezometer, computed pore pressure values at the end of construction, taking account of arching effect in the core, fairly correspond to these field data and the given value $\bar{B}$ is feasible in computation.