

碧口土石坝与混凝土防渗墙 在各运用期的应力与位移的分析

王复来 郭俊行

(水利电力部西北勘测设计院, 西安)

提 要

国内最高的碧口土石坝及其坝下尚有国内最宽与最深的两道混凝土防渗墙, 蓄水七年多来运行良好。应用改进的邓肯模型, 对其作了施工期、蓄水期和稳定渗流期的有限元分析, 获得了应力与位移场在运用过程中的演变情况, 说明建筑物是安全的, 也与尚有效的防渗墙观测资料基本相符。提出: 今后在高土石坝设计中, 应注意坝体中的荷载传递; 混凝土防渗墙是强度接近临界状态的承压构件。

一、前 言

碧口水电站壤土心墙土石混合坝于1975年底基本竣工, 蓄水发电七年多来运行情况良好。此坝是我国目前已投入运行的最高土石坝, 坝顶长297.4m, 最大填筑坝高101m, 另坝顶尚有拦挡库区涌浪的5.3m高的混凝土挡墙, 坝壳填筑有堆石、石碴、砂砾石等各种材料。坝下有两道截断河床砂砾冲积层、嵌入基岩的混凝土防渗墙, 对厚达34m冲积层截渗的宽墙高42.5m, 宽1.3m, 对心墙下部与冲积层进行补强截渗的深墙高68.5m、宽0.8m, 此两墙分别是我国目前最宽的、最深的泥浆造孔浇筑混凝土的防渗墙。1979年曾与北京大学数学系协作, 初步分析了施工期的情况^①。1982年编制了适用于TQ-6机型的BCY语言程序, 扩充了分析蓄水期与稳定渗流期及应力迁移等功能, 作了各运用期的分析, 获得了应力与变位场的运行演变情况, 说明建筑物是安全的。在此次计算中还考虑了对防渗墙基本受力状态有重要影响的、宽墙与深墙在造孔过程中分别残留于墙底的厚20与30cm的沉碴, 使墙的应力应变场与现场观测成果趋于一致。

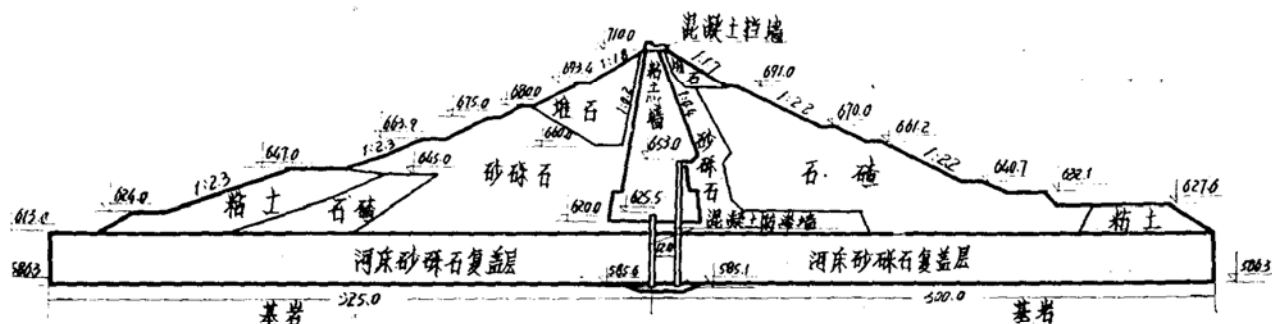


图1 碧口土石坝横断面示意图 (单位: m)

①邓肯、张, 土的应力与应变非线性分析, 水利水运科技情报, 1973年增刊第2期。
②库尔霍、邓肯, 奥罗维尔坝的应力和位移, 水利水运科技情报, 1973年第3期。

二、计算模型与材料参数

坝体填筑料基本上都符合于应变强化土的性质,故程序采用的是改进的邓肯(Duncan)模型,它仍用 $k, n, R_f, \phi, c, G, F, d$ 等八个参数,表达应力与应变以及轴应变与径应变的两族双曲线关系^{①, ②, [2]}。

双曲线的应力与应变的关系为:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (1)$$

初始模量:

$$E_i = k p_a \left(\frac{\sigma_3 - \sigma_t}{p_a} \right)^n \quad (2)$$

极限偏应力:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{R_f} \quad (3)$$

抗剪强度:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2(c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi)}{1 - \sin \phi} \quad (4)$$

抗拉强度(凝聚性土料):

$$\sigma_t = - \frac{2c}{\operatorname{tg}(45^\circ + \phi/2)} \quad (5)$$

切线变形模量为:

$$E_t = E_i \left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2 \quad (6)$$

初始泊松比:

$$\nu_i = G - F \lg \left(\frac{\sigma_3 - \sigma_t}{p_a} \right) \quad (7)$$

切线泊松比为:

$$\nu_t = \frac{\nu_i}{\left\{ 1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)d}{E_i \left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]} \right\}^2} \quad (8)$$

式中 σ_1 ——大主应力;
 σ_3 ——小主应力;
 k ——初始模量的无因次基数;
 n ——初始模量的无因次指数;
 ϕ ——摩擦角;
 c ——凝聚力;
 R_f ——破坏比;
 F, G ——初始泊松比的无因次系数;
 d ——反映泊松比变化的无因次系数;
 p_a ——大气压力

两种不同材料接触面上的剪应力与相对位移, 按邓肯与克拉夫 (Clough) 的建议, 也认为是双曲线族的关系: ③, ③'

$$\tau = \frac{\Delta_s}{\frac{1}{K_{si}} + \frac{\Delta_s}{\tau_{ult}}} \quad (9)$$

初始剪切劲度:

$$K_{si} = k_s \gamma_w \left(\frac{\sigma_n}{p_a} \right)^{n_s} \quad (10)$$

极限剪应力:

$$\tau_{ult} = \frac{\tau_f}{R_{fs}} \quad (11)$$

破坏剪应力:

$$\tau_f = \sigma_n \tan \delta + c_s \quad (12)$$

切线剪切劲度:

$$K_{st} = K_{si} \left(1 - \frac{R_{fs} \tau}{\tau_f} \right)^2 \quad (13)$$

式中 τ ——接触面上的剪切应力;
 σ_n ——接触面上的法向压应力;
 k_s ——初始剪切劲度的无因次基数;
 n_s ——初始剪切劲度的无因次指数;
 c_s, δ ——接触面的剪切强度参数;
 R_{fs} ——接触面的破坏比;
 γ_w ——水容重。

③ 拉克夫, 邓肯, 挡土墙性能的有限单元分析, 水利水电科技情报, 1973年增刊第2期。

若接触面正应力为拉应力 $\sigma_n < 0$, 则认为接触面无剪切劲度, 令 $K_{st} = 1\text{t/m}^3$ 。

接触面的法向劲度在两种材料处于挤压状态下, 令 $K_n = 10^8\text{t/m}^3$, 在处于张拉状态下, 令 $K_n = 1\text{t/m}^3$ 。

在卸荷与重复加荷的情况下, 坝体填筑料模量视作线性, 即为:

$$E_{ur} = k_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3 - \sigma_t}{p_a} \right)^n \quad (14)$$

式中 k_{ur} 为卸荷与重复加荷模量的无因次基数, 其值在计算中对非凝聚性土料取为 $1.5k$, 对凝聚性土料取为 $2k$ 。

卸荷与重复加荷的泊松比 ν_{ur} , 在此计算中近似地取为 $\frac{2}{3}\nu_i$ 。

两种不同材料接触面上卸荷与重复加荷的剪切劲度为:

$$K_{ur} = k_{s,ur} \gamma_0 \left(\frac{\sigma_n}{p_a} \right)^{n_s} \quad (15)$$

式中 $k_{s,ur}$ 为卸荷与重复加荷时剪切劲度的无因次基数, 其值取为 $1.5k_s$ 。

混凝土在未达到破坏强度前, 视作线性材料, 其模量与泊松比都系常量; 超过强度, 则降低模量与增大泊松比^[4]。按太沙基(Terzaghi)据莫尔-库伦(Mohr-Coulomb)原理提出的固体材料剪切破坏准则, 混凝土的破坏强度可用下式表达^[5]:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = (N_f - 1) \sigma_3 + \sigma_{1f0} \quad (16)$$

式中 σ_{1f0} ——无侧限压力($\sigma_3 = 0$)的抗压强度;

$$N_f \text{——流值} \left[= \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right]。$$

碧口土石坝的心墙填筑的是中、重粉质壤土与粉质粘土类土, 填筑控制含水量 $16 \sim 19\%$, 控制干容重为 $1.70 \sim 1.71\text{t/m}^3$ 。坝壳砂砾石料与冲积层都属卵石或粗砾类土, 填筑控制相对密度 0.75 , 其与冲积层的干容重都不低于 2.10t/m^3 。堆石系开采的新鲜块状变质凝灰岩石料, 石碴系开采的或开挖建筑物获得的新鲜变质凝灰岩或绢云母石英千枚岩石料, 控制干容重不低于 2.10t/m^3 。

防渗墙的混凝土掺有 $15 \sim 20\%$ 的壤土, 加有塑化剂和加气剂。成都勘测设计院科试所的试验: 混凝土的弹性模量浇筑时为 10^6t/m^2 , 经过约三年至坝体竣工时已逐渐增加至 $1.7 \times 10^6\text{t/m}^2$; 1000天龄期的抗压强度 σ_{1f0} , 在水下养护的达 1670t/m^2 , 水上养护的达 2300t/m^2 。五局试验室的试验: 90天龄期的抗压强度是 1500t/m^2 , 弹性模量是 $1.8 \times 10^6\text{t/m}^2$ 。至于流值, 据一般经验系在 $3 \sim 4$ 的范围内, 墨西哥维利塔(La Villata)坝混凝土防渗墙在应力应变分析中取的是 4.1 ^[6]。

材料参数基本上是采用水电部第五工程局试验室提供的资料, 堆石与石碴等不具备试验条件, 系参考经验数据选取^[6]。在此次计算中进一步整理了原始资料, 并作了适当修正。具体数值详见表1, 2, 3。

表1 填筑料的参数

参 数		γ (t/m ³)	φ (°)	c (t/m ²)	R_f	k	n	G	F	d
壤土	湿	2.07	18.2	8.6	0.87	100	0.75	0.45	0.13	1.5
	饱和	2.11	16.4	5.0	0.90	80	0.74	0.495	0	0
砂砾石	湿	2.31	40.5	1.0	0.75	750	0.30	0.40	0.10	5.0
	饱和	2.39	38.5	1.0	0.75	550	0.30	0.40	0.10	5.0
石碴	湿	2.14	36.0	5.0	0.80	500	0.45	0.35	0.15	4.0
	饱和	2.33	34.0	5.0	0.80	300	0.45	0.35	0.15	4.0
堆石	湿	2.10	42.0	3.0	0.80	1000	0.45	0.30	0.15	4.0
	饱和	2.36	41.0	3.0	0.80	800	0.45	0.30	0.15	4.0

表2 接触面的参数

参 数	δ (°)	c_s (t/m ²)	R_{fs}	k_s ($\times 10^4$)	n_s
壤土与混凝土	14.0	0	0.75	2.30	0.69
壤土与砂砾石	22.3	0	0.76	1.68	0.70
砂砾石与混凝土	32.2	0	0.75	4.00	0.65
壤土与壤土	17.3	6.8	0.88	1.80	0.70
砂砾石与砂砾石	39.5	0	0.75	5.00	0.60
基岩与混凝土	35.0	0	0.80	6.00	0.20
基岩与沉碴	30.0	0	0.80	3.00	0.70

表3 弹性材料参数

参 数	γ (t/m ³)	E (t/m ²)	ν	σ_{1f0} (t/m ²)	σ_t (t/m ²)	N_f
混 凝 土	2.45	1.8×10^6	0.20	1800	-150	3.5
基 岩	2.60	10^4	0.25	200	0	2.5
墙底沉碴	2.40	800	0.35	60	0	4.0

三、施荷过程与计算处理

碧口土石坝与混凝土防渗墙的各运用期加荷共分为19级(见图2)。施工期为15级,坝体填筑参照施工实际分期分区有13级,混凝土防渗墙浇筑有2级,宽墙为第Ⅲ级,深墙为第Ⅴ级,坝

顶混凝土挡墙与坝体填筑层一起作为竣工期的第XV级加荷。蓄水期为3级,分别是相当于库水位649m、680m与初期正常高水位707m的第XVI至XVIII级,各级在相应水位下,上游坝壳全部浸水,但不浸入心墙,上游坝壳遭受浮力作用,心墙上游面承受库水压力作用。第XIX级为稳定渗流期加荷,心墙与下游坝壳在浸润线下全部浸水饱和,遭受初期正常高水位稳定渗流压力作用。

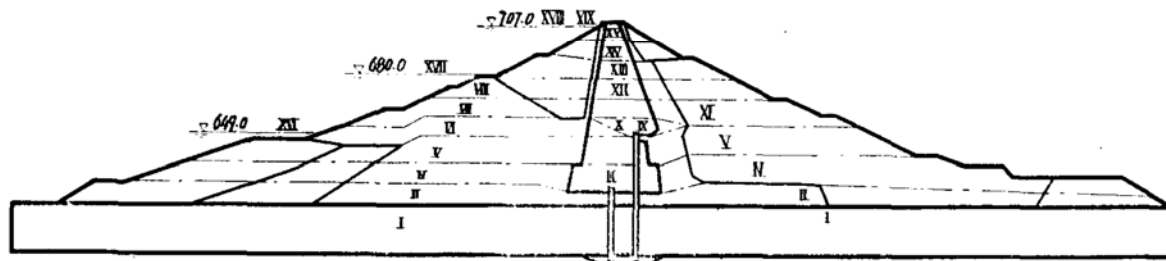


图2 计算施荷级次划分简图(单位: m)

I~XV级为施工期

XVI~XVIII级为蓄水期

XIX级为渗流期

施加各级荷载系采用比例加载增量法,是将各级荷载都按比例再均分为 N 次增量。新填筑土层在计算其本级荷载时,都先取 M 分之一的新填筑土层荷载作微量加载,再作比例加载,这是由于在初次加载计算时,只能近似地令:初始模量 $E_i \approx k p_a$;初始泊松比 $\nu_i \approx G$;初始剪切劲度 $k_{si} \approx k_s \gamma_0$ 。在此次计算中,取 $N = 3$ 与 $M = 100$ 。

由于每次非线性弹性增量不可能取得足够小,故解得的某些单元应力可能会不合理地超过极限偏应力,为此,在程序中将各单元中超过抗剪强度的应力进行应力迁移,假定体积应力与主应力方向角不变,作向抗剪强度收敛的迭代计算。另一些单元的拉应力也有可能超过抗拉强度,则此时土体将丧失抗拉能力,小主应力趋于零,为此也需将拉应力进行迁移,假定小主应力为零和大主应力与其方向角不变,作向小主应力为零收敛的迭代计算。

在蓄水期与稳定渗流期的分析中,根据水位和流网计算浮力、水压力与渗透压力,解得浸水土体的有效应力。还必须考虑土体浸水变形,这是根据湿与饱和土的应力应变关系曲线,近似地估算浸水单元的应力松弛量,作应力迁移^[7]。此两期都须进行迭代试算,对各单元的增卸荷进行判断,在微增量加荷时,以大主应变满足 $\delta(\epsilon_1)^\circ \leq 0$ 或大、小主应力同时满足 $\delta(\sigma_1)^\circ \leq 0$ 与 $\delta(\sigma_3)^\circ \leq 0$ 为卸荷条件,每级的单元偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 以未恢复到卸荷时偏应力为重复加荷条件。

四、计算成果分析

碧口土石坝与防渗墙采用数值分析得到了施工期的总应力场(含有非饱和土体中的孔隙压力)、蓄水期和稳定渗流期的浸水土体的有效应力场以及相应的应变与变位场。现将三个主要阶段:竣工时的第XV级、蓄水至初期正常高水位707m的第XVIII级,在初期正常高水位下处于稳定渗流状态第XIX级的应力与变位场示于图3至17中,防渗墙的应力列于表4,由于观测设备在竣工时已所存无几,除部分坝面标点外,仅深防渗墙中的应变计的资料较完好,而坝体中则只有2*沉陷管在施工过程中的观测资料尚可供参考,这都在图18和21中示出。

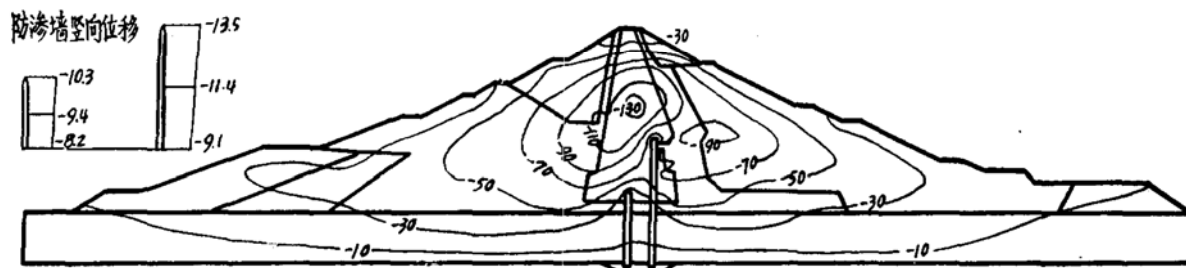


图3 坝体竣工时竖向位移等值线图(单位: cm)

负值为沉降

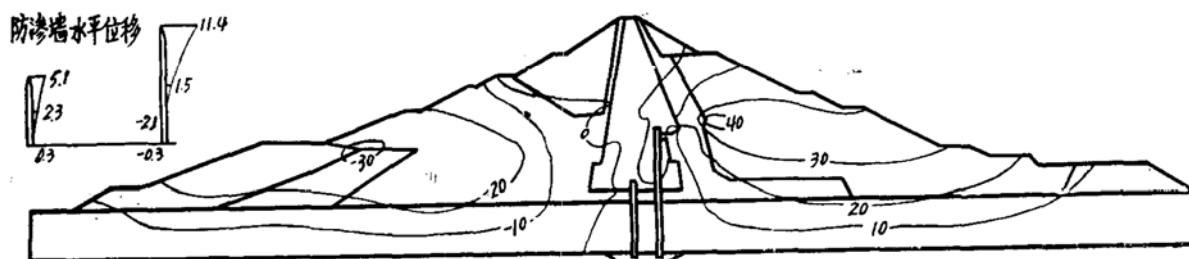
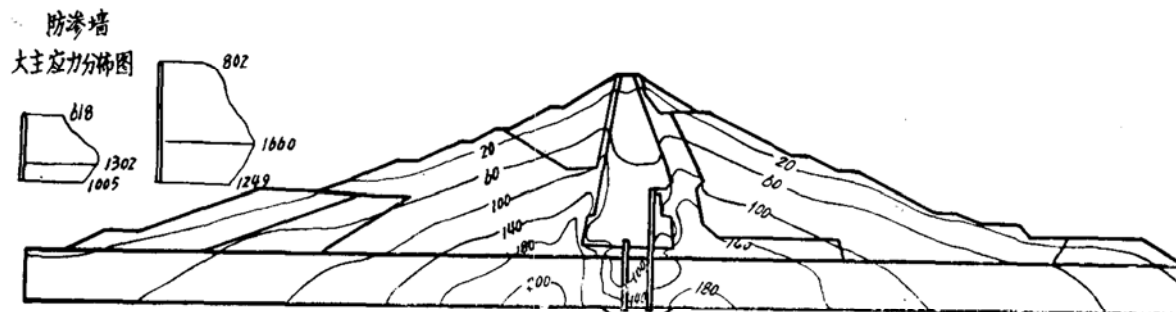


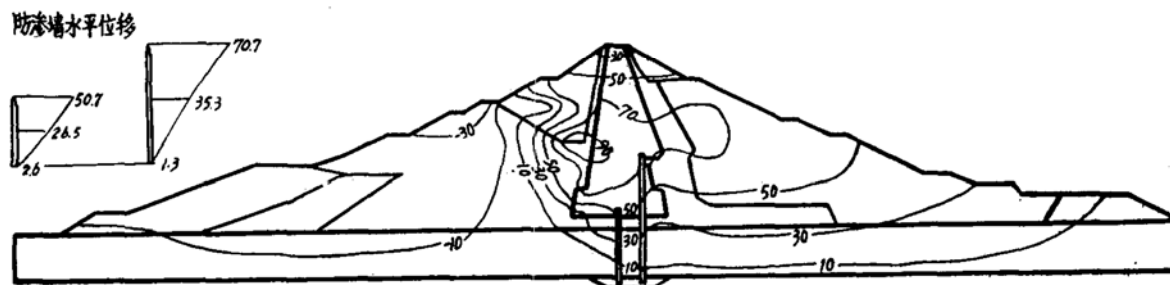
图4 坝体竣工时水平位移等值线图(单位: cm)

负值为向上游位移

正值为向下游位移

图5 坝体竣工时大主应力等值线图(单位: t/m^2)

正值为压应力

图6 坝体竣工时小主应力等值线图(单位: t/m^2)

正值为压应力

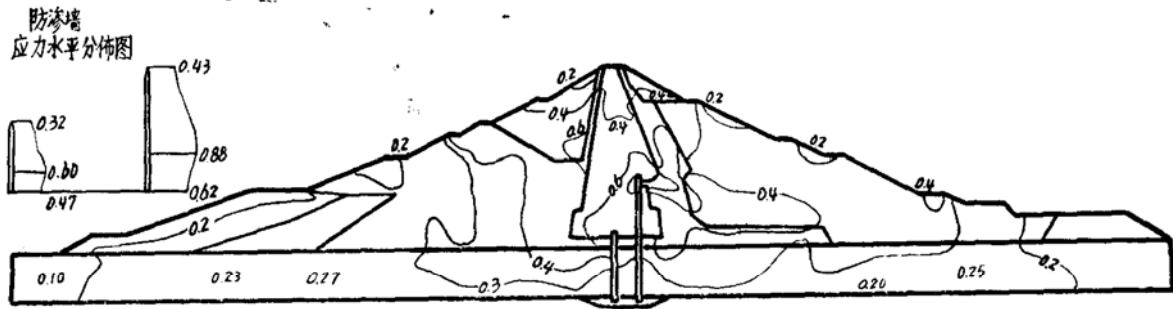
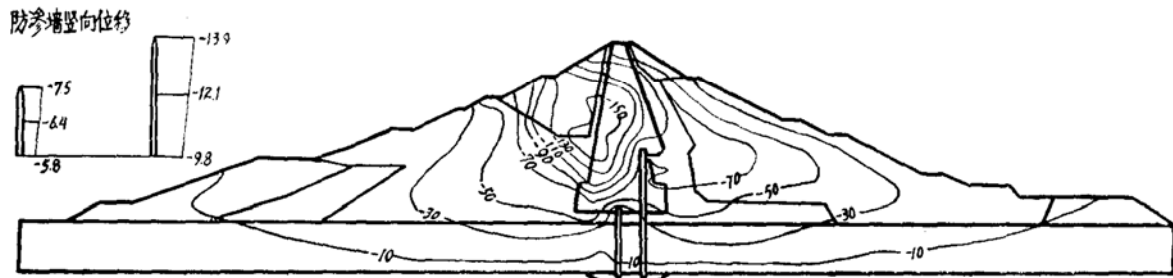
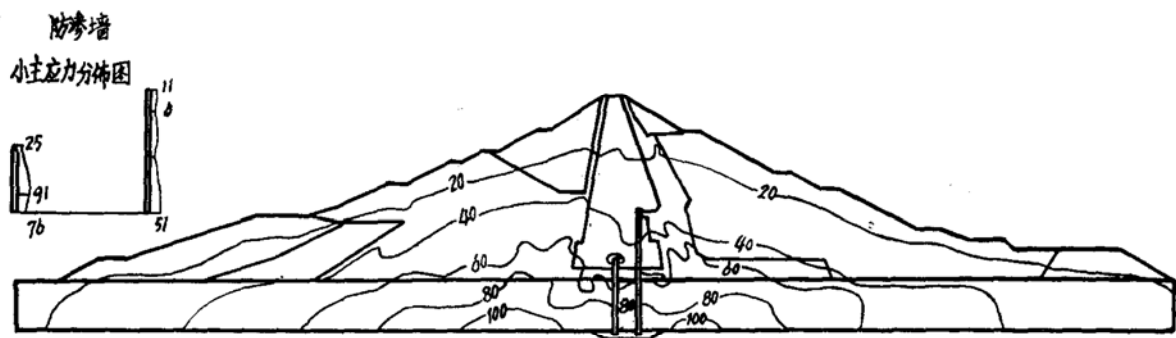
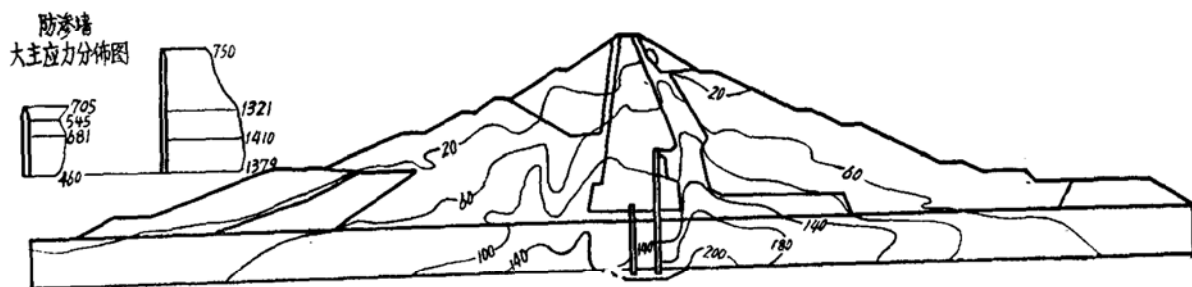
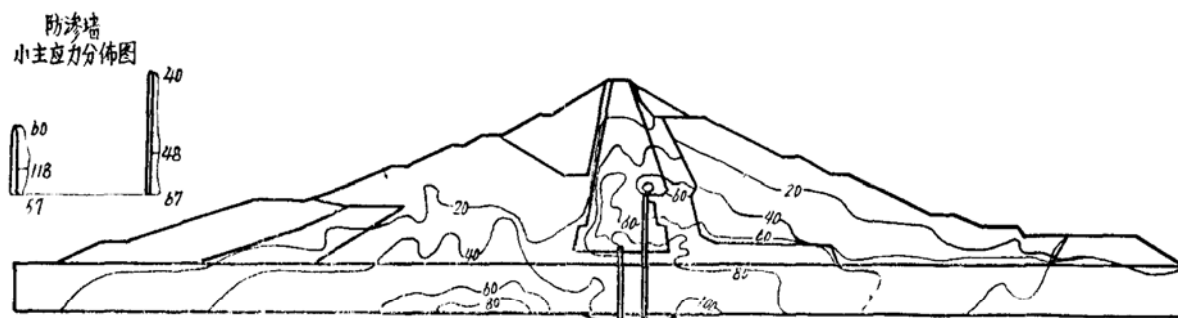
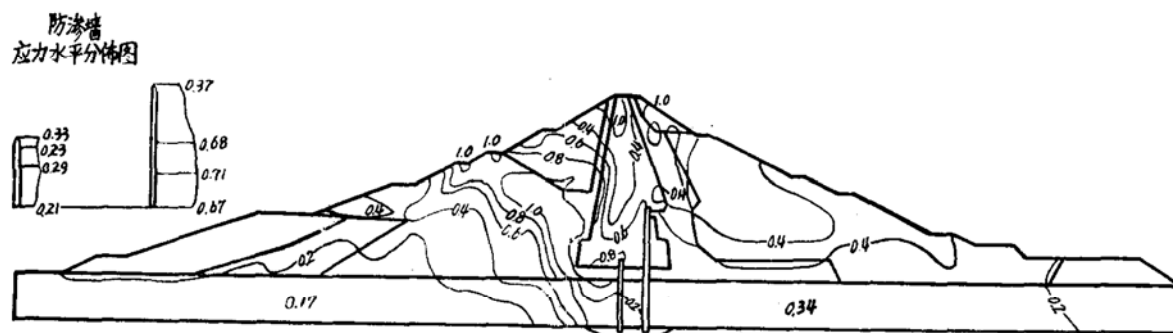


图7 坝体竣工时应力水平等值线图

图8 坝体蓄水期竖向位移等值线图(单位: cm)
负值为沉降图9 坝体蓄水期水平位移等值线图(单位: cm)
负值为向上游位移
正值为向下游位移图10 坝体蓄水期大主应力等值线图(单位: t/m^2)
正值为压应力

图11 坝体蓄水期小主应力等值线图(单位: t/m^2)

正值为压应力



升高, 上游坝壳的大、小主应力都逐渐降低, 下游坝壳的应力有所增大, 心墙的应力显著增高。上游反滤层的应力集中现象基本消除, 而下游反滤层的应力集中现象更加突出。

在稳定渗流期, 心墙孔隙压力的骤增, 引起心墙大、小主应力的显著降低, 但其它部位的应力却没有什麼变化。

在各运用期中, 坝内(包括深墙顶上的土体)都没有张拉应力区。

2. 沉降与水平位移

在施工过程中, 不同料区之间存在着不同程度的相对变形, 心墙的沉降显著大于坝壳, 至竣工时, 心墙中部的最大沉降量是1.36m, 上、下游坝壳在心墙两侧中部的最大沉降量都略大于1m。水平位移是向外坡移动, 位移以外坡的中下部较大; 但由于受到上游坝壳领先填筑的影响, 整个心墙与上游坝壳顶部的位移都趋向下游。图18是目前尚可供参考的位于坝轴线下游6.3m的心墙中2号沉陷管的观测资料, 1972年深墙施工时曾中断过观测, 1973年3月以后, 观测管底部两段堵塞, 图中观测的虚线是忽略了此7.1m高土层的固结量, 所以其仅能供作粗略的比较。

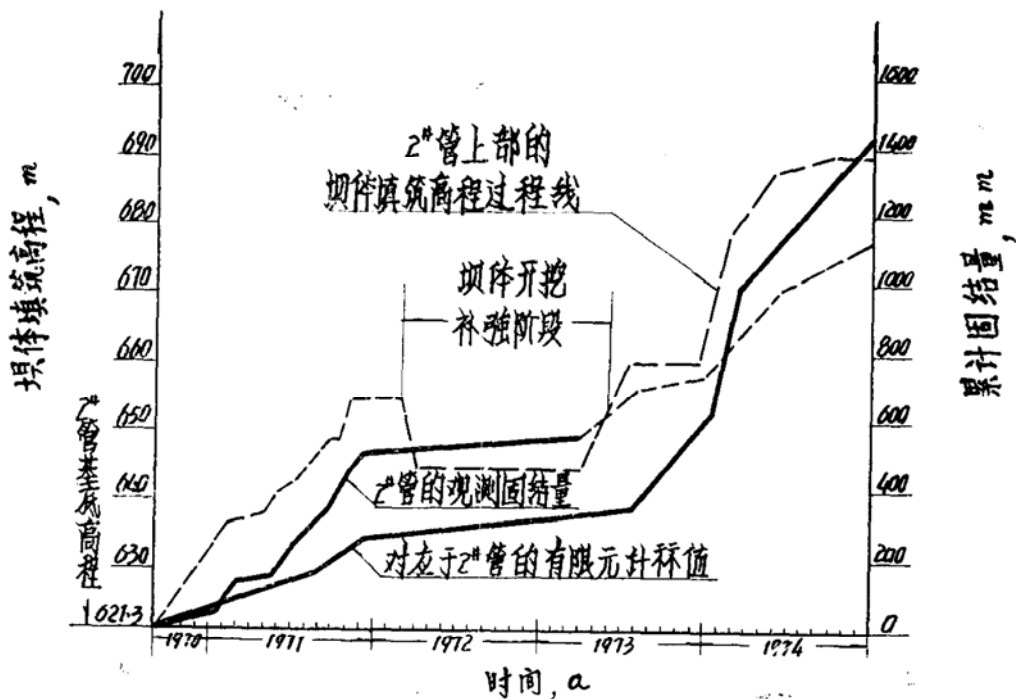


图18 2*沉陷观测管处的累计固结量

在蓄水期中, 由于浸水变形, 随着水位上升, 上游坝壳的沉降也随着增加, 蓄至707m水位时, 最大沉降发生于心墙中部的上游边, 达到1.62m。水平位移在上游坝壳也有相应趋于外坡的趋势, 但心墙在水位蓄至649m时, 上游坝壳浸水变形效应与心墙上游侧面和底面遭受库水压力的效应同时存在, 位移与竣工时差异较小, 水位继续上升, 则库水施加于心墙上游面水压力的效应渐占主导地位, 位移趋于下游。稳定渗流期的坝体变形较之于蓄水期已没有什么显著变化, 沉降略有所增, 水平位移也有趋于下游之势。

竣工后的坝顶计算沉降量, 上游边在蓄水至707m水位时为38.6cm, 达到稳定渗流状态时为49.3cm。从相近的、坝轴线上游10m的D9—1标点观测到的资料是: 在蓄水一年后的1976年底为19.2cm, 至1981年底达到33.8cm, 略低于计算值。

3. 应力水平

为判别土体抗剪切破坏的能力,现引用应力水平 $S = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 以衡量土体抗剪切能力的发挥程度。竣工时整个坝体的 S 都小于1.0,说明没有发生塑流,一般部位的 S 都没超过0.5,说明此时坝体的抗剪切能力尚有较大的裕度。心墙中部的上、下游外侧有两个局部 S 超过了0.7,宽墙顶上土体的 S 达0.89,深墙顶上达0.92,在此两者相联部位的 S 也接近于上述值,这是由于混凝土墙的影响所致,但也可看出并没有什么危害。在蓄水过程中,随着水位升高,心墙内应力水平降低,下游坝壳 S 也稍有降低,但上游坝壳 S 都增大,尤其是由680m水位升至707m时,上游坝壳在680m高程下与心墙相邻的部位出现了 $S \geq 1$,即发生了塑流区域。在稳定渗流期,上游坝壳内此区显著缩小,心墙中、下部的上游内侧孔隙水压力较大,区域内也呈现出 $S \geq 1$,由于这些塑流区域都未向坝面伸展,没有与坝面相连构成大面积的塑流区,故坝体是稳定的。另在上游坝壳的675m、680m高程的马道,下游坝壳顶部等坝面部位也曾出现了局部的 $S \geq 1$,经过分析认为是由于这些部位的单元形态不良产生的影响,但主要还是受到计算模型的限制所造成,并无碍于坝体实际上的稳定。因本文分析的是平面应变问题,而计算模型采用的是常规三轴剪切试验的资料,在小主应力情况下,常规三轴试验较之于平面应变试验的抗剪强度,有明显的偏低值,所以判别坝面个别单元发生塑流是不切实际的。

4. 水力劈裂

碧口水电站于1975年12月下闸蓄水,翌年3月水库即蓄至死水位685m高程以上,第一台机组发电。土石坝的壤土心墙在水库迅速蓄水、库水位雍高的过程中,如果作用于其上游面的静水压力大于其上游边总应力,则水力会张裂已存在的隐蔽裂缝或在薄弱面产生新的裂缝,并不断向纵深伸展,以致贯穿心墙。由于水平层面是分层填筑碾压施工的实际薄弱面,且渗径较短,较易发生渗透破坏,故受到水力劈裂机理的威胁也较大。碧口土石坝虽蓄水迅速,心墙内存在拱效应而应力较低,但如图19中所示,其上游面在初期正常高水位的竖向应力 σ_y 都能满足 $\sigma_y > \gamma_w h$; γ_w 为水容重; h 为迅速蓄水达到初期正常高水位707m高程的水头。

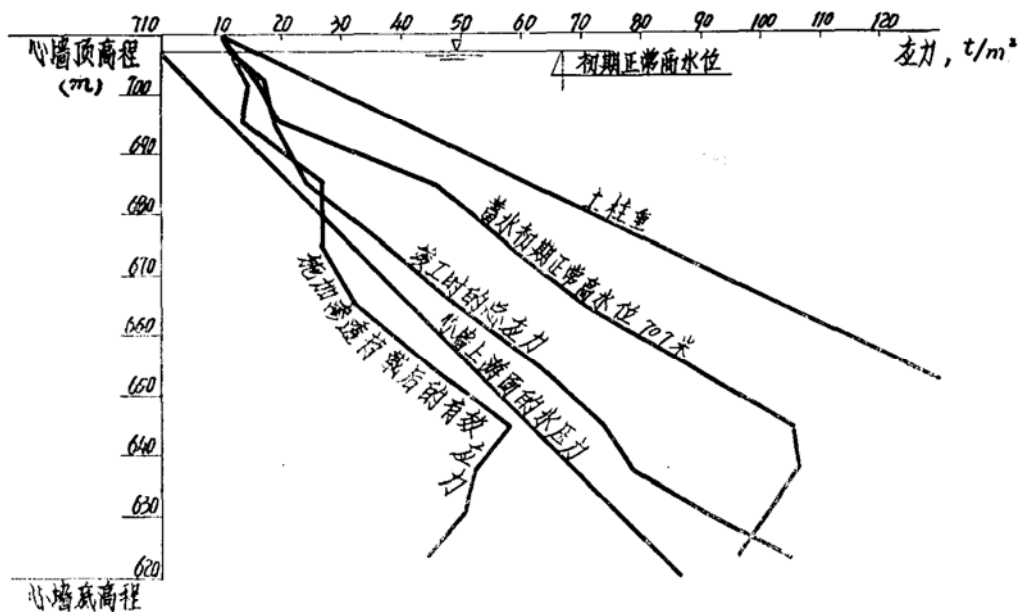


图19 心墙上游面的竖向正应力

所以此坝心墙无水力劈裂之虞, 不会导致心墙发生水平裂缝。

(二) 混凝土防渗墙

1. 荷载

坝内两道混凝土防渗墙由于其刚度显著地高于复盖层与填筑坝体, 在坝体与地基的施工期沉降过程中, 受到了相邻料域明显的下曳作用, 承受了传递来的相当大的重力荷载。在坝体竣工时, 墙顶上的土压力约可达相邻土体的 5 至 10 倍。对墙影响较大的是作用在墙侧面上的切应力, 其强度虽不高, 但受力面积甚大, 故是控制墙为受压状态的主要荷载。宽墙先浇筑, 故切应力较大, 其上游面约达 40 t/m^2 , 下游面较小, 系由于两墙间土体固结受阻; 深墙一般稍多于 10 t/m^2 。两墙墙面的下曳切应力在接近墙底的无相对位移点处趋于零, 再向下相邻土体施予墙的是反向的上曳切应力。此是由于防渗墙的底端以较高的压强, 造成墙底泥浆造孔残留沉碴发生较大的压缩变形, 导致防渗墙下部的沉降大于相邻土体的沉降。无相对位移点在宽墙的上、下游面位于 600 m 和 595 m 高程处, 在深墙的上、下游面位于 628 m 和 613 m 高程处。至于作用在墙侧面上的正应力则都为压应力在墙两侧大致呈对称分布 (见图 20), 有利于提高墙体混凝土的抗剪切破坏程度, 也说明墙内的水平剪应力与弯矩是不大的。此外, 两墙顶部的体形对墙的受力情况也有影响, 楔体面上的正、切应力较大, 其下衔接段却很小, 这是由于楔体造成相邻土体有脱开墙的趋势所致。

在蓄水期与稳定渗流期施加的渗透荷载, 对宽墙有显著影响, 但对深墙的影响并不大。

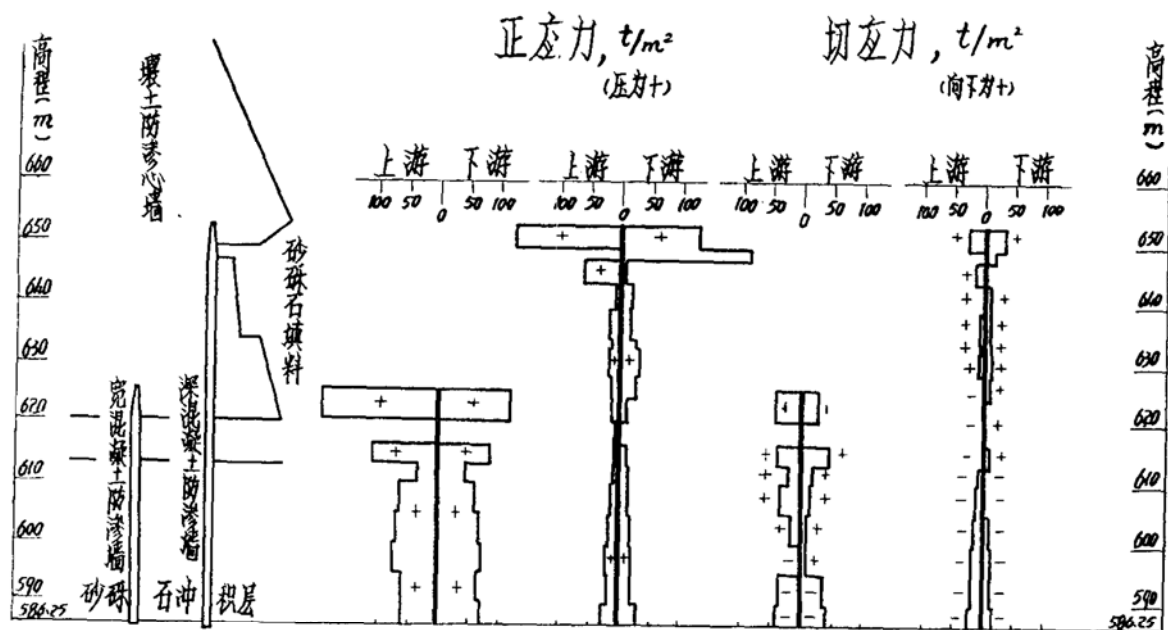


图20 坝体竣工时作用在混凝土防渗墙侧面上的应力

2. 应力与应变

施工期中, 深墙、宽墙除顶端楔体的主应力分别向上、下游略偏几度外, 墙体主应力基本是呈竖直向的。深墙在 645 m 高程有微小的拉应力, 其余都为压应力。两墙应力在墙面与土体无相对位移点以上随深度而增大, 向下则应力反有所降低, 宽墙在该点处大、小主应力为 1300, 90 t/m^2 , 深墙为 1660, 20 t/m^2 。蓄水期、稳定渗流期中, 随着库水位的升高与形成稳定渗流, 两墙的大主应力均逐渐减小, 小主应力却逐渐增大, 因宽墙渗透水头较高, 故

其变化速率宽墙大于深墙。

深墙内近上、下游侧竖立埋设有 9 排 18 支单向应变计, 有 2 支损坏, 1978 年 10 月应用电算对 16 支历时五年多的观测资料进行了整理, 引用的是成勘院科研所做的防渗墙混凝土徐变和瞬时弹模的试验资料。现将整理观测得到的应力应变绘于图 21, 以资与数值分析的竖向应力应变作比较。由图中可看出, 大部分观测点与计算的应力图型符合良好, 虽有些观测点偏离较大, 但这些点与其它点的连续性也较差, 故估计系由观测上的原因所造成。图中计算的应变与观测值有相当差异, 计算值较小, 经分析这是由于计算的与观测整理所采用的弹模不一致所造成, 计算的弹模取常量为 $1.8 \times 10^6 \text{ t/m}^2$, 而观测整理所取的弹模则考虑随龄期而增长, 浇筑时为 10^6 t/m^2 , 竣工时为 $1.7 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ 。此应变计观测成果, 对于此次计算能准确地考虑防渗墙底部的衔接条件, 得到良好的分析成果, 起了颇为重要的作用。

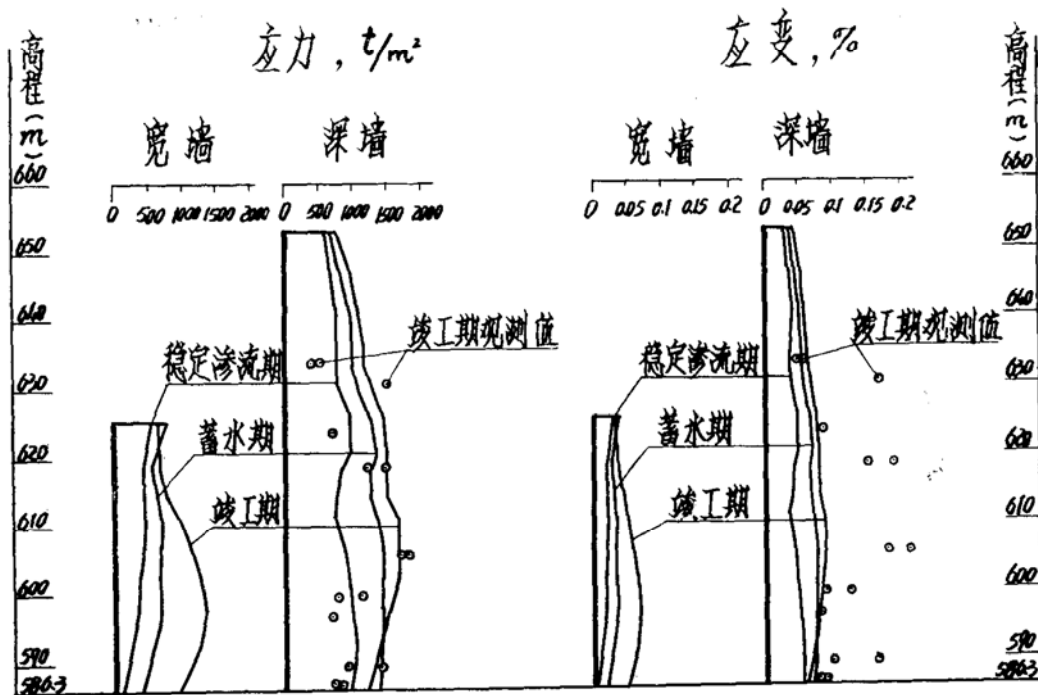


图 21 混凝土防渗墙各单元的竖向应力应变

3. 沉降与位移

两墙在施工期, 随着坝体填筑升高, 沉降与位移也逐渐增加。至竣工时, 深墙和宽墙的墙底在沉渣上分别沉降了 8.2 和 9.1 cm, 墙顶为 13.5 和 10.3 cm。宽墙的水平位移都是向下游的, 墙底为 0.3 cm, 墙顶最大位移为 5.1 cm。深墙的墙底向上游水平位移 0.3 cm, 在其上达到 2.1 cm 后, 转为向下游, 至顶部达到 11.4 cm。两墙向下游移动, 主要是受到上游坝壳领先填筑与刚度较大的影响。蓄水与稳定渗流期中沉降变化不大, 由于水平渗压的增长向下游水平位移有显著增长, 墙顶较大, 构成墙体有不足 1 度的倾斜。

4. 应力水平

混凝土防渗墙为承压构件, 受剪切破坏控制, 故仍用应力水平 S 衡量其抗剪切能力, 只是混凝土在 $S \geq 1$ 时的含义与土有所不同, 表示混凝土已超过剪切强度, 发生脆性破坏。两墙的应力水平都列于表 4, 应力水平都小于 1, 能满足按竣工时考虑的实际已达 1000 天龄期的混凝土强度要求。竣工时, 宽墙和深墙的最大应力水平分别为 0.60 和 0.88, 在蓄水后, 应

表4

混凝土防渗墙各单元大、小主应力(σ_1, σ_3)与应力水平S(应力单位: t/m^2)

防 渗 墙	单 心 元 高 程 (m)	竣 工			蓄 水 (水位649m)			蓄 水 (水位680m)			蓄 水 (水位707m)			稳定渗流* (水位707m)		
		σ_1	σ_3	S	σ_1	σ_3	S	σ_1	σ_3	S	σ_1	σ_3	S	σ_1	σ_3	S
宽 墙	623.5	618	25	0.32	608	36	0.30	613	46	0.30	705	60	0.33	537	74	0.23
	619.0	649	16	0.34	586	31	0.30	547	51	0.26	545	82	0.23	438	82	0.18
	614.8	789	35	0.40	678	48	0.33	595	64	0.27	612	99	0.25	439	95	0.17
	611.5	941	56	0.46	799	62	0.38	693	74	0.31	681	91	0.29	466	84	0.19
	607.5	1094	65	0.52	909	73	0.42	745	84	0.33	667	99	0.28	422	103	0.16
	602.5	1228	82	0.57	1028	91	0.46	807	94	0.35	635	106	0.26	357	103	0.12
	597.5	1302	91	0.60	1101	99	0.49	914	106	0.39	667	118	0.26	359	117	0.12
	592.5	1234	88	0.57	1047	95	0.47	869	106	0.37	567	93	0.23	259	81	0.09
	588.2	1005	76	0.47	866	83	0.39	744	79	0.33	460	57	0.21	194	61	0.07
深 墙	651.0	802	11	0.43	786	11	0.42	724	18	0.38	750	40	0.37	640	57	0.30
	648.0	946	17	0.50	930	17	0.50	862	21	0.45	819	47	0.40	709	54	0.34
	645.3	967	-6	0.54	950	-5	0.53	882	-2	0.49	869	18	0.46	725	33	0.37
	641.3	1079	16	0.58	1061	17	0.57	995	21	0.53	972	40	0.49	786	59	0.37
	636.5	1133	15	0.61	1109	17	0.59	1037	21	0.55	984	41	0.50	752	60	0.35
	633.3	1161	17	0.62	1131	20	0.60	1058	25	0.56	994	41	0.50	735	62	0.34
	630.3	1271	19	0.68	1235	22	0.65	1158	26	0.61	1083	40	0.55	753	53	0.36
	626.0	1443	26	0.76	1401	28	0.73	1321	31	0.69	1273	42	0.65	949	45	0.47
	621.0	1484	13	0.80	1435	18	0.77	1351	25	0.71	1321	37	0.68	996	30	0.52
	618.3	1476	1	0.82	1404	10	0.76	1299	22	0.69	1241	47	0.62	826	60	0.39
	614.3	1494	1	0.83	1417	11	0.77	1315	24	0.69	1245	48	0.62	765	72	0.35
	611.5	1621	17	0.87	1550	25	0.82	1457	33	0.76	1339	42	0.68	714	51	0.34
	607.5	1660	21	0.88	1594	28	0.84	1507	35	0.78	1410	48	0.71	857	62	0.41
	602.5	1620	29	0.85	1561	36	0.81	1478	42	0.75	1408	51	0.70	927	65	0.44
	597.5	1512	35	0.78	1461	41	0.75	1391	47	0.70	1400	55	0.70	976	70	0.46
	592.5	1373	39	0.70	1338	44	0.68	1298	50	0.65	1394	57	0.69	1015	78	0.47
	588.1	1249	51	0.62	1234	56	0.61	1224	60	0.60	1379	67	0.67	995	83	0.45

力水平都有所降低, 受力条件有所改善。由此可见, 控制混凝土防渗墙设计条件的是竣工时的情况。

结 语

碧口土石坝与混凝土防渗墙在施工期、蓄水期与稳定渗流期的数值分析结果基本合理, 也与所观测到的资料基本符合。表明坝体各区域之间有相对变形; 存在荷载传递现象; 心墙具有起拱效应; 心墙在蓄水期库水位迅速升高的过程中不会发生水力劈裂; 坝内无拉应力区, 无发生张拉裂缝之虞; 上游坝壳砂砾石填筑区在蓄水期初期正常高水位时有塑流区, 在稳定渗流期, 塑流区基本转移至心墙下部的上游侧, 但都没有伸展至坝面, 故坝体在各运用期都具有足够的稳定性。混凝土防渗墙在施工期接受了坝体填料自重的传递, 特别是作用在墙侧面上的切应力, 导致墙体承受超过混凝土28天龄期强度的压应力; 墙内两侧正应力基本是对称的, 墙内水平剪应力与弯矩不大; 按实际已达千天龄期的混凝土强度考虑, 竣工时宽墙的抗剪切破坏能力尚有一定富余, 深墙余地不大, 蓄水期与稳定渗流期墙的受力条件改善, 安全度增加。

本文是把数值分析应用到工程上对土石坝和混凝土防渗墙所作的一个尝试, 认为在计算模型、参数测定、计算方法等方面还需作进一步的探讨、改进。即使如此, 在目前它仍不失为一个有效方法, 可解决传统常规方法难以分析的问题, 如判断防渗土体的水力劈裂; 或者替代一些惯常采用的但有实质性错误的计算方法, 如对混凝土防渗墙不准确地施加荷载、作为弹性地基梁计算。此外, 还认为有两点在工程设计中应予以注意:

1. 正确地运用工程实践经验设计的土石坝, 一般是能满足安全要求的, 但对高土石坝应注意荷载传递现象, 确切估计坝内应力状况, 以便进行准确判断。

2. 高土石坝中混凝土防渗墙通常是强度接近临界状态的承压构件, 应结合实际, 准确地予以考虑。在今后设计中应注意适当提高混凝土的强度标号, 不必过分强调降低弹模, 采用一个截面不太宽的墙可能会具有较好的后果。

参 考 文 献

- [1] 徐萃薇、王复来, 郭俊竹、碧口土石坝和防渗墙的应力应变分析与非线性有限元程序, 水力发电, 1980年, 第6期。
- [2] 王复来, 邓肯模型的改进, 岩土工程学报, 创刊号, 1979年。
- [3] Goodman, R.E., Taylor, R.L. and Brekke, T.L., A Model for the Mechanics of Jointed Rock, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM3, May 1968, pp. 637~659.
- [4] 德光善治、松下博通、山本正治, 三轴压应力下混凝土的破坏强度, 水泥混凝土, No. 315, 1973年。
- [5] Alberro, A.J., Analysis and Behaviour of a Concrete Cut-off Wall, Proceedings of Fourth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, 1971.
- [6] Duncan, J.M., Byrne, P., Wong, K.S. and Mabry, P., Strength, Stress-strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Soil Masses, Report No. UCB/GT/80-01, Aug. 1980, College of

Engineering Office of Research Services, University of California, Berkeley, California, U.S.A.

- [7] Nobari, E.S., and Duncan, J.M., Movements in Dams due to Reservoir Filling, Proceedings of the Speciality Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Vol.1, Part 1, June 1972, Purdue University, Indiana, U.S.A.

The Stress and Displacement Analysis for Bi-Kou Earth and Rockfill Dam and Its Cutoff in Some Operating Cases

Wang Fu-Lai Guo Jun-Ding

(The Northwest Investigation and Design Institute, The Ministry of Water Conservancy and Electric Power, Xian)

Abstract

Bi-kou Dam, the highest earth and rockfill dam in China, and its two concrete cutoffs, one of which is the highest and the other is the widest, have been performing satisfactorily even since it impounded seven years. Using the modified Duncan Model, stress and displacement fields and their changes in construction, reservoir filling and steady seepage cases were analyzed with nonlinear finite element method. It conformed with operating observation data of cutoff and the safety of dam is proved. It is suggested that, when high earth and rockfill dams are designed, it should be paid attention to loading transfer in embankment and the concrete cutoff is compression support near critical condition.