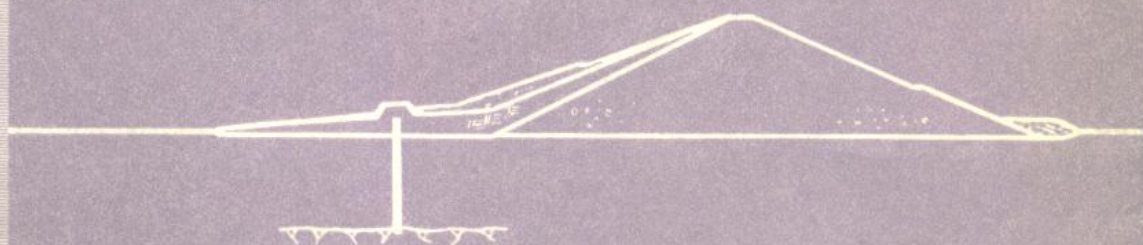
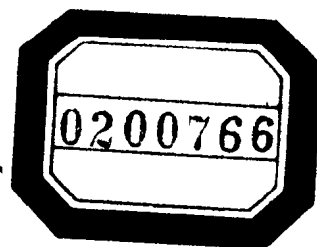
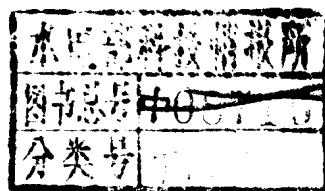


坝工建设技术 经验汇编

第三集



水利出版社



坝工建设技术 经验汇编



006327 水利部信息所

第三集

电力工业部科学技术委员会
华东水利学院 编



水利出版社

内 容 提 要

本集是从参加第十三届国际大坝会议所征集的论文中进行选编的。全书共有21篇论文，主要内容有：拱坝，混凝土坝，水工建筑物的抗震，消能防冲，水下岩塞爆破等。

本书可供从事水利水电工程科研、设计、施工的技术人员和有关院校师生参考。

21575/32

坝工建设技术经验汇编

第 三 集

电力工业部科学技术委员会 编
华 东 水 利 学 院

*

水利出版社出版

(北京德胜门外六铺炕)

新华书店北京发行所发行·各地新华书店经售

水利电力印刷厂印刷

*

787×1092毫米 16开本 18 $\frac{3}{4}$ 印张 424千字

1981年5月第一版 1981年5月北京第一次印刷

印数 0001—2660册 定价 1.95元

书号 15047·4089

前 言

本《汇编》中的论文，系原水利电力部为召开的第十三届国际大坝会议征集的，经审查除选出十篇切题的文章送大坝会议交流外，其余文章中有些内容也较好，基本上反映了我国近年来在水利水电技术方面的科研成果及进展，有一定学术水平和参考价值。

为了进一步在国内广为交流，我委会同华东水利学院对文稿进行了审编，选出其中21篇文章（包括出国交流的十篇在内）编入了本集，作为《坝工建设技术经验汇编》第三集出版。

本《汇编》中的所有文章都是在水利与电力两部分部以前写成的，考虑到当时的历史情况，故作者所在工作单位仍用当时的名称。

文章都是由各单位提供的，我们仅作了一些删节和文字修改。限于水平，错误和不妥之处，望读者指正。

电力工业部科学技术委员会

1980年11月

目 录

前 言

泉水拱坝观测资料分析及强度安全系数估算	广东省水电局 水利电力部南京自动化研究所	(1)
明流泄洪隧洞短进水口体形的研究	中国科学院水利水电科学研究院 哈焕文 水利电力部第四工程局 章福仪 水利电力部第十二工程局 周 胜	(11)
溢流坝面不平整度控制(或处理)标准的计算方法	水利电力部东北勘测设计院科研所 王希锐 周林泰	(27)
刘家峡水电站高压平面闸门的水力振动及其减振措施	中国科学院水利水电科学研究院 谢省宗 水利电力部 董兴林	(56)
混凝土坝的地震力与地震应力	大连工学院抗震研究室	(69)
丹江口混凝土坝基础宽破碎带处理	长江流域规划办公室	(80)
厂坝联合泄洪的一种新型式——挑越式厂房	天津大学水利系	(99)
溢流坝水流的数学模型	南京水利科学研究所 丁道扬 刘曼聆	(127)
镜泊湖地下水电站进水口地下岩塞爆破	水利电力部东北勘测设计院 贾学广	(140)
复杂基础上混凝土坝的非线性有限单元分析	水利电力部第十一工程局勘测设计研究院 朱伯芳 宋敬廷 湖南省水利电力设计院 陈辉成	(150)
枫树坝大坝坝内式厂房段的动力特性和地震反应	中国科学院水利水电科学研究院 陈厚群 水利电力部 唐继儒 钱维棣等 广东省地震局 王良琛 北京大学数学系 孙绳武等	(166)
重力坝抗震设计安全性的估算	广东省水利电力勘测设计院 陈肇萱 广东省地震局 王良琛	(177)
刘家峡大坝的抗震设计	华东水利学院工程力学教研组	(187)
纵缝对混凝土重力坝工作性态的影响	纵缝问题科研组	(197)
在流水中直接建造溢流式混凝土拱围堰	长江流域规划办公室 水利电力部第八工程局	(209)
水工建筑物的地震荷载	《水工建筑物抗震设计规范》编制组	(220)
丹江口大坝泄洪深孔的选型与坝下冲刷	黄伯明 肖兴斌	(235)
有缝重力坝的内部连接及其实际工作状态	515科研小组	(251)
关于有初间隙的弹性接触问题	515 科 研 小 组 北京计算中心	(266)
不稳定温度场问题的有限元解法和最大值原理	515科研小组	(276)
蒲圻溢流坝消力池空蚀改建的模型研究与原型经验	陈济生 余建民	(287)

泉水拱坝观测资料分析及强度安全系数估算

广东省水电局

水利电力部南京自动化研究所

一、概 述

泉水电站位于广东省乳源县南水河支流汤盆水上游，是南水河第一级电站，装机容量 2.4×10^4 千瓦，库容 2×10^7 立方米。

坝址河床狭窄，岸坡约呈 45° ，二岸基岩大片出露，岩石为中粗粒斑状花岗岩。右岸坝肩上部由于受东西向冲沟切割，地形较单薄，顺坡裂隙发育。主要断层 F_1 ，产状 $N85^\circ E$ 。断层带通过河床 4 # ~ 7 # 坝段底部。

根据坝区地形地质条件，坝体采用双曲薄拱坝型，最大坝高 80.0 米，底厚 9.0 米，坝顶弧长 209 米，水平断面上游曲线为圆弧，下游曲线为向拱座逐渐加厚的三心圆弧，中心角为 $80^\circ \sim 100^\circ$ 。二岸坝肩共设置 4 孔 9.0×8.5 米溢洪道。总计大坝混凝土量约六万立方米（图 1）。

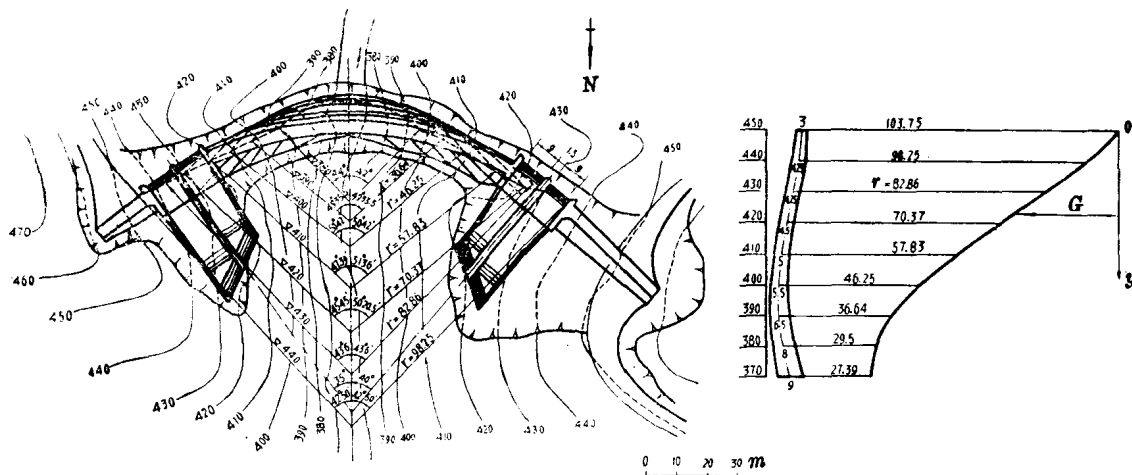


图 1 拱坝布置图

大坝于 1972 年初开工，1974 年建成，1975 年初完成坝体接缝灌浆，此时坝体平均温度 $10 \sim 12^\circ C$ ，较多年平均气温 $18^\circ C$ 为低。

1976 年 2 月第一次蓄水，历时 40 天到达正常高水位，蓄水期对坝体结构性能进行了多方面的观测和研究。

本文着重分析计算了蓄水期的应变计资料，用回归分析法分解了实测应力，并与设计计算及模型试验的成果相比较，对所采用的几种应力分析方法进行评述，最后根据实测成果对大坝强度安全系数作出估计。

二、第一次蓄水的量测结果

拱坝的计算曾采用三种方法，即试载法、网格法及有限元法进行计算，并曾用石膏作模型材料进行 1:160 比例的模型试验。设计采用的参数为混凝土抗压安全系数不小于 4，控制拉应力小于 10 公斤/厘米²。

为检验拱坝设计参数的合理性，并为施工和运行安全控制提供资料，设置了如下观测项目：

- 坝体水平变位和垂直变位；
- 坝内及坝表面的温度及应变；
- 坝体接缝及混凝土的裂缝；
- 岩基变形；
- 渗透压力及其它水力学观测。

总计安装了差动电阻式遥测应变计 176 个，遥测温度计 49 个，测缝计 13 个，电感式测微计 4 个，测压管 27 个以及 30 个变形测量标点（图 2）。

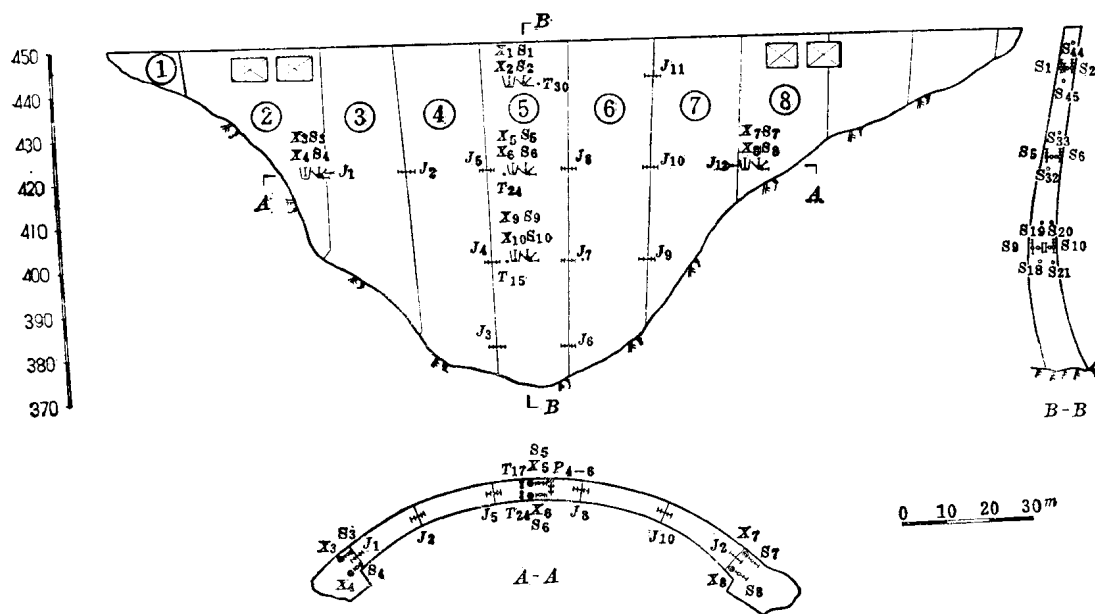


图 2 坝内主要仪器布置图

S—应变计组；X—无应力计；J—测缝计；S°—单个应变计；T—温度计；P—渗压计

大坝于 1976 年 2 月底第一次蓄水前制定了详细的量测计划，以便不断地检测坝体结构性态。从 2 月 29 日开始，水位迅速升高，每天 1~2 米，一个月之内由空库时 387 米高程上升至 443 米高程，维持了十天，在研究了主要的观测资料后，决定水位继续上升，4 月 9 日到达正常高水位 447.09 米高程，取得了全面的量测结果。

1. 位移观测

坝体水平位移用三角法进行测量,在坝下游设置了一个完全四边形为主点的三角网,用前方交会法对坝上13个标点施测;坝顶设置二条平行的视准线,以观测3#、4#、5#、6#、7#坝段的坝顶变位(图3)。

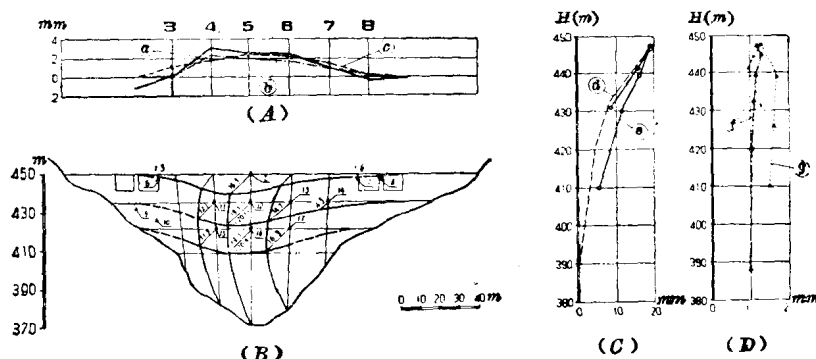


图3 拱坝变位观测成果

(A) 竖向位移值(向上为正); (B) 纵向位移透视(位移单位为毫米,向下游为正); (C)、(D) 拱冠第16测点位移水位关系

(a)—1978年4月水位447米时观测值; (b)—1976年4月水位447.09米时观测值; (c)—计算值;
(d)—1976年4月径向位移观测值(向下游为正); (e)—1978年4月径向位移观测值(向下游为正);
(f)—1976年4月切向位移观测值(向右岸为正); (g)—1978年4月切向位移观测值(向右岸为正)

由图3(B)可以看到水位在447.09米时坝体各测点的径向位移,其中以16#标点位移值最大,为20.9毫米。图3(C)表示16#标点位移与水位的关系曲线,随着水位不断升高,变位逐渐增大。在第一次蓄水时坝体切向有微小的向右岸位移,但在1978年4月相同水位时未发现继续变化。坝顶向上垂直位移最大值发生在4#坝段,其值与计算结果相近,见图3(A)。基岩的垂直位移十分微小。

2. 应力和应变观测

坝内布置了10组五向应变计及无应力计,仪器位置距坝面50~70厘米,由于拱坝厚度较小,采用了长度100毫米的差动电阻式应变计和较短的支杆,使应变计组尽可能反映测点上的点应变状态。1976年蓄水前在坝面用环氧树脂材料粘贴专用夹具,安装了23组长度250毫米的差动电阻式表面应变计及补偿试件。

应变计的观测资料按[1]推荐的方法整理计算,建立以混凝土内“点应变”平衡为基础的质量控制图,以检查观测资料的质量。分析结果表明,大部分应变计组的观测值能满足 ± 2 个电阻比的控制界限。

考虑到坝体混凝土龄期已有三年,而蓄水时段较短,从实测应变计算应力时,忽略了混凝土徐变特性的影响。分析无应力计资料结果,蓄水期混凝土自生体积变形很小,可以认为不变化。从实测资料分析得温度线膨胀系数 $\alpha = 9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$,混凝土弹性模量 $E = 2.7 \times 10^5$ 公斤/厘米²。

内部应变计组的量测结果表明,在拱冠的三个观测截面中:上、下游面的水平应力 σ_x 都是压应力,随着水位上升而增加,以420米高程上游面处最大。上游面的垂直应力也是

压应力, 数值较小。最大拉应力发生在420米下游面的垂直方向。靠近下游面各测点的实测应力, 无论是 σ_x 或 σ_y , 都明显地受气温的影响。

从拱座处应变计组的量测结果看出, 其下游面的水平应力 σ_x 远较上游面为大, 左右两拱座的应力变化规律完全相似。

表面应变计组的应力变化规律也与邻近的内部仪器十分相似, 但测值受温、湿度影响显著, 其影响较难分析。

埋设在拱座下游 405 米高程处的基岩应变计测出: 蓄水期岩体温度稳定在 $14 \pm 1^\circ\text{C}$, 受拱的推力作用产生压应变, 随水位上升而增加, 应变值约为 $-40 \times 10^{-6} \sim -50 \times 10^{-6}$ 。右岸基岩应变略大于左岸的数值。

在右岸400米及420米处的排水洞内安装了二向应变计组, 前者仪器距洞口13米, 蓄水期温度稳定在 $16 \pm 1^\circ\text{C}$, 轴向产生 -130×10^{-6} 的压应变, 其正交方向有 -55×10^{-6} 的压应变。后者仪器距洞口 8 米, 蓄水期温度有 $\pm 5^\circ\text{C}$ 的变幅, 轴向产生 -120×10^{-6} 的压应变, 其正交方向有 -80×10^{-6} 的压应变。

这些岩石应变计都表明拱座将推力传入基岩, 使岩石受到很大压缩。

3. 温度观测

坝体温度变化量测是计算温度应力的依据, 根据实测温度绘制四个时段的坝体温度场 (见图 4), 可见蓄水前大部分的坝体温度略低于封拱温度, 蓄水期上游面受水温影响, 温度稍有下降, 下游面则随气温变化温度上升, 整个蓄水期坝体平均温度略升高了 2°C 。

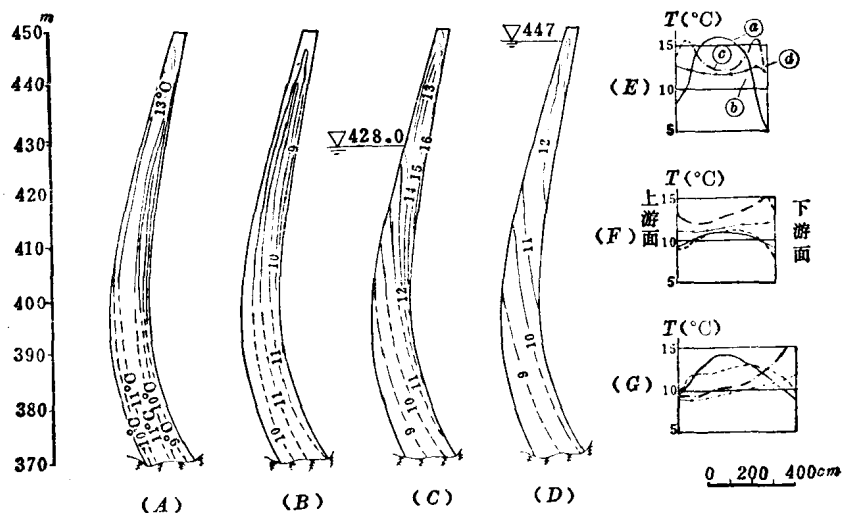


图 4 拱冠典型温度场

(A)1974年3月1日(封拱灌浆后); (B)1976年2月29日(蓄水前); (C)1976年3月18日(蓄水前);
(D)1976年4月9日(正常高水位); (E)440米高程断面; (F)420米高程断面; (G)400米高程断面
(a)—封拱温度; (b)—蓄水前温度(1976年2月29日); (c)—428.0米水位时温度(1976年3月18日);
(d)—447.09米水位时温度(1976年4月9日)

4. 坝体接缝开度测量

坝体每隔20米设置接缝一条, 共 9 条, 大部分的缝埋设了差动电阻测缝计。图 5 示出

测缝计 J_4 、 J_7 的开合度过程线。少数坝缝在封拱灌浆后开度仍有变化，而且1975年冬季遇到低温时坝缝又明显的张开，开度是0.4~0.5毫米，蓄水时这些坝缝在水压力作用下重新闭合。

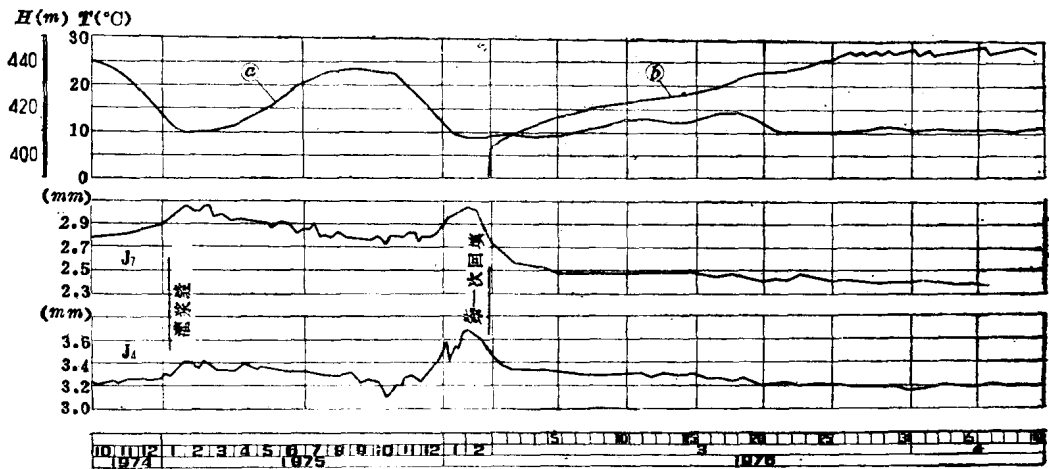


图 5 接缝开度变化过程线
(a)—温度过程线；(b)—水位过程线

5. 坝基渗透压力和渗漏观测

坝基渗透压力是影响坝基稳定性的一个重要因素。在蓄水期间利用测压管进行观测，发现地下水位远低于设计采用的数值（见图 6）。河床和岸坡的基岩渗漏量很小，表明帷幕灌浆和固结灌浆的质量良好。

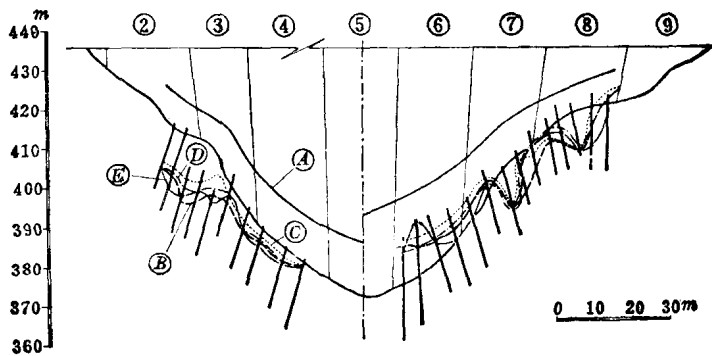


图 6 渗透压力观测成果
(A)—设计地下水位线(左岸 $0.3H$ ，右岸 $0.2H$)；
(B)—蓄水前地下水位线；
(C)—1976年4月水位447.09米时地下水位线；
(D)—1977年7月水位444.0米时地下水位线；
(E)—1978年4月水位447.0米时地下水位线

三、实测应力的定量解析及强度安全系数估计

1. 实测应力的定量解析

原型观测成果包括水压、温度、湿度、混凝土徐变以及地基不可逆变形等多种因素的

影响[2]、[3]、[4]。

考虑到上述影响因素、此次蓄水特点以及拱坝已完成封拱灌浆，荷载作用条件十分明确，可以建立包含14个因子的线性数学模型，表示实测应力，进行定量解析。

$$\sigma = \sum_{i=1}^8 A_i h^i + \sum_{i=1}^5 B_i T_{1i} + \sum_{i=1}^5 C_i T_{2i} + Dt \quad (1)$$

式中 h ——表示从387米高程起算的水库水位增量；

T_{1i} ——表示高程400米、420米及440米的三个拱冠断面和高程420米左右拱座二个断面的坝体平均温度；

T_{2i} ——表示和 T_{1i} 同一断面的温度梯度；

t ——表示所计算的测点的非线性温差；

A_i 、 B_i 、 C_i 和 D ——各因子的回归系数。

根据式(1)对10组内部应变计组资料进行了多元回归分析(图7)，以高程420米拱冠上游面水平应力为例，解析后残差 Δ 值很小。回归计算值的均方差 $\sigma = 1.68$ 公斤/厘米²，复相关系数 $r \cdot r = 0.9961$ ， $F = 635$ 远远大于临界值 $F_\alpha = 2.35$ ，可见回归因子的显著性是良好的。

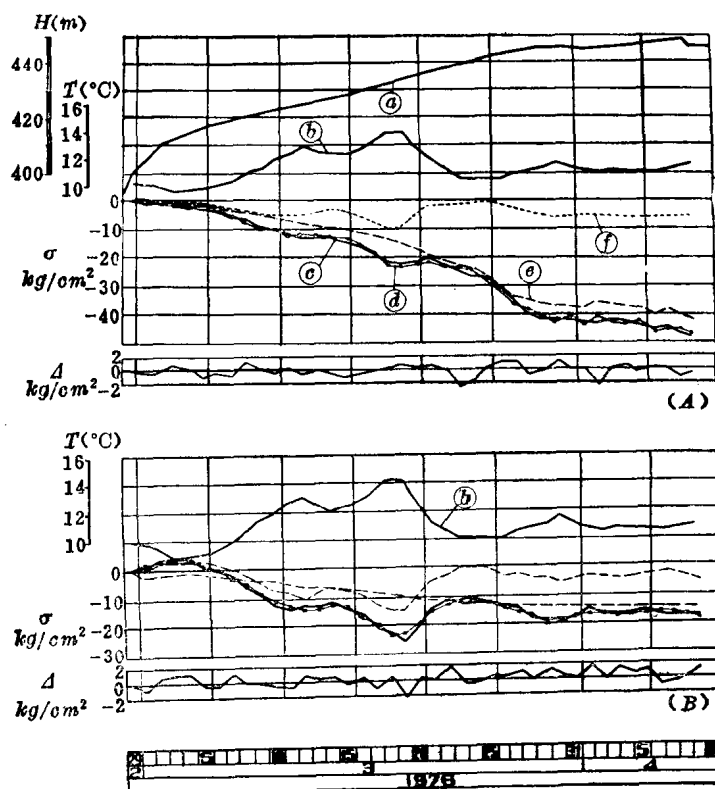


图7 应力分解过程线

(A)420.0米高程右拱座下游水平应力 σ_x ；

(B)400.0米高程拱冠下游水平应力 σ_x ；

(a)——水位过程线；

(b)——温度过程线；

(c)——实测应力；

(d)——回归计算应力；

(e)——水压应力；

(f)——温度应力

2. 成果分析与比较

水压应力 σ_h 取(1)式的前三项。

$$\sigma_h = a_1 h + a_2 h^2 + a_3 h^3 \quad (2)$$

用不同的水位代入, 即可求出第一次蓄水期间水压力作用下的坝体实际应力。

以420米高程断面A点为例, 水平应力 σ_x 与垂直应力 σ_y 在高水位时应力值急剧增加。有限元与拱梁法成果也反映出相同趋势(图8)。

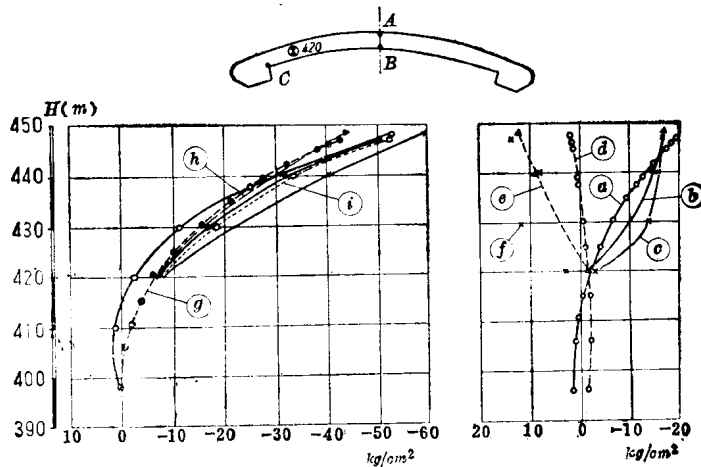


图8 不同水位下的水平应力和垂直应力对比

(A) 水平应力(拉(+), 压(-));

(B) 垂直应力(拉(+), 压(-))

- | | |
|-----------------|-----------------|
| (a) — A点实测值; | (b) — A点有限元法成果; |
| (c) — A点梁拱法成果; | (d) — B点实测值; |
| (e) — B点有限元法成果; | (f) — B点梁拱法成果; |
| (g) — C点实测值; | (h) — C点有限元法成果; |
| (i) — C点梁拱法成果 | |

图9、图10表示水位448.3米高程时各种不同方法取得的坝体应力成果。从拱冠440米高程下游面水平应力看到, 见图9(A); 有限元法和实测成果都是拉应力, 而模型试验及其它计算方法成果则是压应力。分析认为, 梁拱法和网格法上部边界计算假定与实际坝体有差异; 且模型试验对上部溢洪道亦未模拟, 从而造成与实测成果发生偏差。

图9(B)反映出420米高程右岸拱座应力大于左岸, 这是因为河谷不对称且右岸拱座厚度较左岸为小所致。

三个观测断面上的水平应力成果大部分反映了有限元、模型试验和实测成果之间最为接近。而垂直应力值较小, 成果较为分散, 见图10。

图11为几种不同方法的拱冠径向位移成果, 亦可以看出有限元法、模型试验与实测位移成果相当一致。

温度应力以式(1)的后三项表示:

$$\sigma_t = \sum_{i=1}^5 B_i T_{1i} + \sum_{i=1}^5 C_i T_{2i} + Dt \quad (3)$$

蓄水期间温度变化产生的应力可以用式(3)算得。由于在此期间平均温升不大, 温

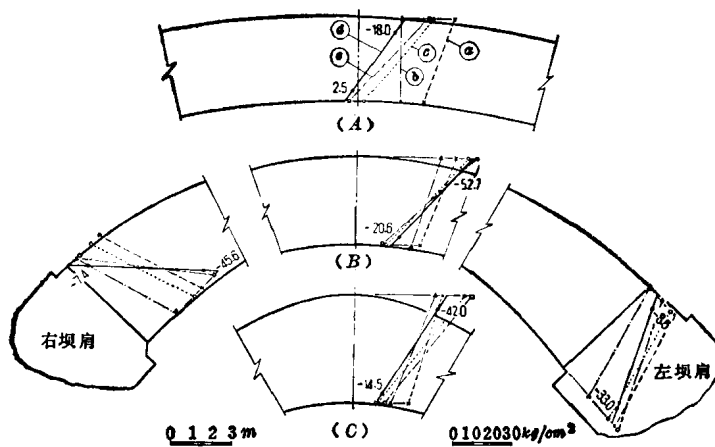


图 9 实测、计算和模型试验的拱应力成果对比 (水位448.3米)

(A)440米高程; (B)420米高程; (C)400米高程

(a)—梁拱法; (b)—网格法; (c)—模型试验;

(d)—实测应力; (e)—有限元法

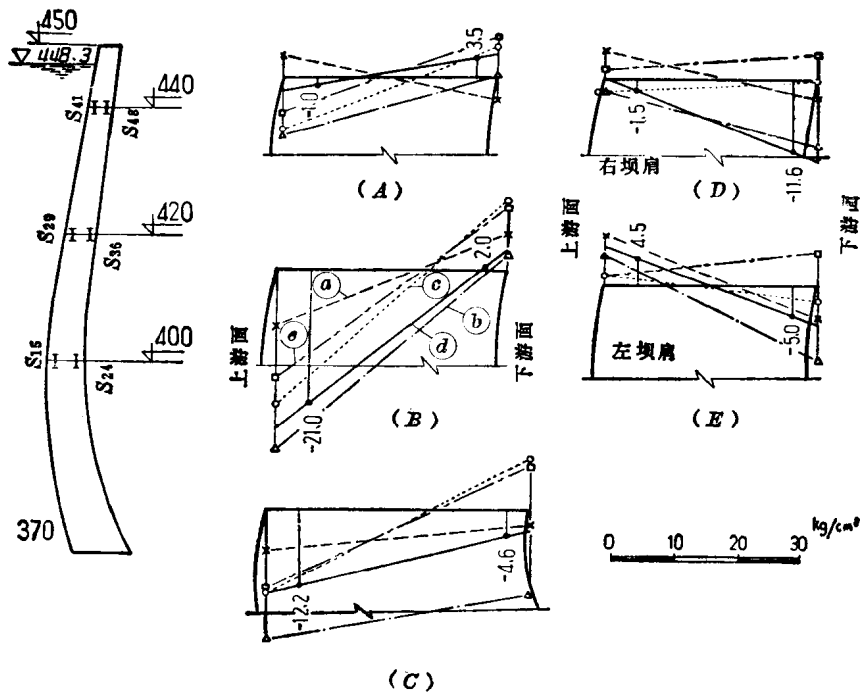


图 10 实测、计算和模型试验的梁应力成果对比

(水位448.3米)

(A)440米高程(拱冠); (B)420米高程(拱冠);

(C)400米高程(拱冠); (D)420米高程(右拱座);

(E)420米高程(左拱座)

(a)—梁拱法; (b)—网格法; (c)—模型试验;

(d)—实测值; (e)—有限元法

度应力很小。

3. 最不利应力的估算

拱坝长期运行的最不利应力作如下考虑:

$$\sigma_i = \eta(\sigma_{hm} + \sigma_{tm} + \sigma_H) \tag{4}$$

式中 σ_{hm} ——最高水位时水压力作用下的实际应力;

σ_{tm} ——最不利温度条件下的温度应力;

σ_H ——蓄水前坝体自重应力;

η ——测点应力换算边界应力时的折算系数。

荷载组合考虑二种情况: “满库+低温”; “满库+高温”。按上述情况叠加后, 前一种荷载组合最为不利, 最大压应力发生在拱冠 420 米高程上游面, $\sigma_{x\max} = -63.7$ 公斤/厘米²。

4. 拱坝强度安全系数的估计

拱坝的安全度取决于二个方面, 一是坝体应力应低于混凝土的实际强度; 二是支承拱坝的基岩必须稳定。后者往往是拱坝失事的原因^[5]。从泉水拱坝的实测资料看, 蓄水后渗透压力较低, 渗透量很小, 基岩压缩应变虽较大, 但两次高水位时位移测值正常, 而且实测的应力及变位数值与模型试验及有限元法的成果相当接近, 从而推断坝基是稳定的。

坝体强度通常是以压应力控制。混凝土强度经抽样检查如下:

部 位	设 计 标 号	试 件 组 数	平 均 强 度 (公斤/厘米 ²)	离 差 系 数	合 格 率 %
高程405米以下	$R_{60} = 200^*$	179	314.7	0.161	99.5
高程405~440米	$R_{60} = 250^*$	397	350.2	0.169	96.1
高程440米以上	$R_{60} = 200^*$	61	283.8	0.183	96.7

坝体混凝土最小可能强度的保证率取97.72%, 则最小可能强度 R_{min} 可按下式计算:

$$R_{min} = \bar{R}_n(1 - 2C_v) \tag{5}$$

式中 $\bar{R}_n$ ——混凝土平均强度;

C_v ——离差系数。

由此估算坝体强度安全系数:

$$K = \frac{R_{min}}{\sigma_{x\max}} = 3.6 \tag{6}$$

略低于设计安全系数。应该指出坝体的抗压强度储备还是足够的。

在估计安全系数时只引用了弹性应力成果, 实际上混凝土是弹性徐变体, 混凝土徐变变形将引起拱坝应力重分布^[6]。当地基岩石的弹性模量和混凝土相近或相差较小时, 坝体

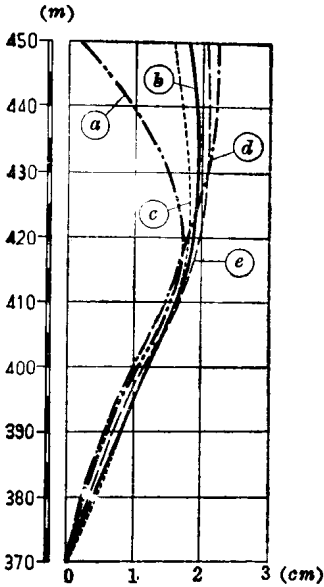


图 11 拱冠径向位移成果对比
(a)——网格法; (b)——447.0米水位实测值;
(c)——模型试验; (d)——梁拱法; (e)——有限元法

温度应力将因混凝土徐变而降低,拱冠的水平荷载应力将略有减少,而拱座推力将增加,对安全系数势必产生影响。

早期混凝土的强度随着龄期增长,长时间运用后就不断“老化”而降低,使坝身强度安全储备减少,这是估计长期安全系数进行安全控制必须注意的因素,因此,经常对混凝土实际强度进行检测也很重要。

四、结 论

(1) 通过早期蓄水观测资料的分析研究,认为坝基稳定,坝体混凝土实际抗压强度安全系数略小于设计参数4,大坝处于正常工作状态;

(2) 利用应变计观测拱坝应力十分有效,采用回归分析方法分解实测应力可以取得某种荷载作用下的实际应力分布状态;

(3) 对于设计计算和模型试验必须正确模拟边界条件和材料特性,否则难于得到正确的应力和变形成果。当设计假定比较合理时,有限元计算方法和模型试验就能够较好地反映实际受力状态。

后 记

参加编写和计算工作的同志和单位为:广东省水电局陈婉瑜、刘瑞祥、董兆英,水利电力部南京自动化研究所储海宁、俞维扬、王志远,水利电力部第三工程局彭虹、刘鄱县,水利电力部第十一工程局赵志仁,以及广东中山大学数学系,广东泉水电厂,广东电力中心调度所等。

参 考 文 献

- [1] 经萱禄、赵志仁、王挺正,混凝土坝应变计观测资料的整理方法,水利水电科学研究报告,1964年4月。
- [2] Kiyoutoku, "A Study of Analytical Results of Stress Recorded at Doli Arch Dam", Journal of the Agricultural Engineering Society, Vol. 45, No. 3-4, 1977.
- [3] Rocha, M., Serafim, J. L., Silveira, A. F. da. "A Method of Quantitative Interpretation of the Results in Observation of Concrete Dams", 6th Congress on Large Dams, Question 21. New York, 1958.
- [4] Silveira, A. F. da. and Pendro, J. de O., "Quantitative Interpretation of Results Obtained in the Observation of Concrete Dams", 8th International Congress on Large Dams, Question 29, Edinburgh, 1964.
- [5] 刘贻纣、汝效禹编译,水工建筑物破坏及其原因分析,中国工业出版社,1965年。
- [6] 朱伯芳,蠕变引起的拱坝应力重新分布,力学学报第5卷第1期,1962年2月。
- [7] 刘瑞祥、董兆英、陈婉瑜、李光宗、储海宁等,泉水拱坝观测成果分析报告,1977年2号。
- [8] 王匡世,泉水拱坝变形观测技术,广东省水电局。
- [9] 阮君伟,泉水拱坝有限元法计算成果,中山大学。

明流泄洪隧洞短进水口体形的研究

中国科学院 水利水电科学研究院 哈焕文
水利电力部
水利电力部第四工程局 章福仪
水利电力部第十二工程局 周胜

提 要

本文在水利水电科学研究院水工所的有关明流泄洪隧洞短进水口研究工作及国内部分已建工程多年运行经验的基础上,进行了系统的室内试验和分析计算。文中对影响这种短进水口体形布置的诸因素进行了分析;给出了流量系数、压力分布、检修闸门井水位和门槽参考断面顶部压力的试验资料和计算公式;最后给出了这种短进水口体形布置的建议,可供设计参考。

一、前 言

建国以来随着我国水利水电建设事业的发展,在泄水建筑物中兴建了一批明流泄洪隧洞、明流泄洪底孔及带胸墙的进水闸。在这些泄水建筑物中广泛地采用了一种短进水口,其典型布置见图1。它由进口段AC,闸槽段CE,以及压板段EF所组成。一般是进口

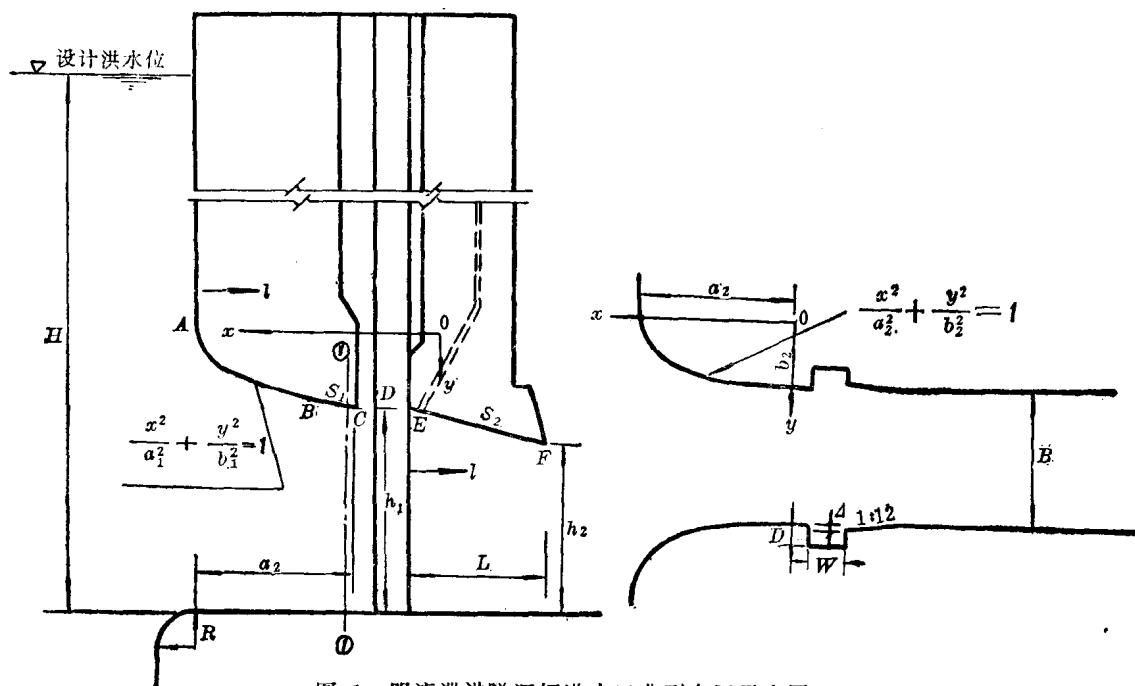


图1 明流泄洪隧洞短进水口典型布置示意图

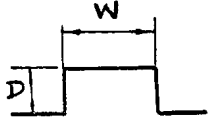
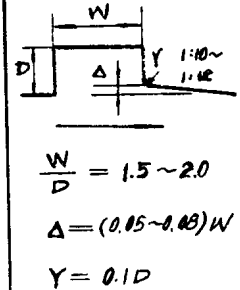
段很短,长度小于1倍孔高;进口段、闸槽段及压板段的总长度为2到3倍孔高。检修闸门和工作闸门前后相距很近。检修闸门为平板闸门,工作闸门大多数用弧形闸门,有的也用平板闸门。水流在进水口范围内为压力流。工作门后泄洪隧洞及泄洪底孔均为明流工作状态。这种布置由于存在着高速水流气蚀、掺气等问题,所以对体形的水力设计和施工质量要求均较高,特别是体形的合理布置,更是进水口工作成败的关键。

二十年来水利水电科学研究院水工研究所与设计、施工单位密切结合,对这类进水口的研究,积累了不少的经验。工程实践表明,这种短进水口的工作是成功的,部分已投入运行进水口的情况见表1。(3)~(7)在表1中的各符号示意图1,此外,表中 $A_1=Bh_1$, $A_2=Bh_2$ 门槽型式的示意图2。

表 1 部分已投入运行进水口的体形布置

工 程 名 称	设计水头 H (米)	$\frac{H}{h_2}$	$\frac{a_1}{h_1}$	$\frac{a_1}{b_1}$	$\frac{b_2}{B}$	$\frac{a_2}{b_2}$	S_1	门槽型式	S_2	$E = \frac{A_1}{A_2}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
龚嘴水电站底孔	57	14.25	1.127	3.0	半径为2米的圆		无切线段	A型	1:4	1.375
毛泽东水电站底孔	46	9.20	1.150	3.0	0.314	3.0	1:5.0	B型	1:4	1.200
碧口水电站右岸泄洪隧洞	57	5.70	1.034	3.0	0.250	3.0	无切线段	B型	1:4	1.150
刘家峡水电站右岸泄洪隧洞	60	6.30	0.910	2.5	半径为3.5米的圆		1:5.2	B型	1:4	1.157
八盘峡水电站泄洪闸	23.5	3.14	1.034	3.0	0.175	3.0	1:5.0	B型	1:4	1.160

表 2 门槽型式及其初生空穴数

闸 门 槽 型 式	 $\frac{W}{D} = 1.5 \sim 2.0$	 $\frac{W}{D} = 1.5 \sim 2.0$ $\Delta = (0.05 \sim 0.08)W$ $Y = 0.1D$
初生空穴数 G_i	0.60 ~ 1.00	0.30 ~ 0.60
代 号	A 型	B 型

为了进一步总结经验,迎接我国水利水电建设的新高潮,本文在水利水电科学研究院水工研究所原有工作及国内部分已建工程多年运行经验的基础上,对这种短进水口进行了系统的室内试验和分析研究,提出了进水口体型布置的建议,可供设计参考。此项工作是在陈椿庭同志的指导下完成的。参加此项工作的还有中国科学院、水利电力部水利水电科学研究院李世琴同志,水利电力部第十二工程局王桂如同志。