

渔子溪一级水电站首部水力枢纽的 引水防沙问题

水利电力部成都勘测设计院 李协生

我国西南地区山溪性河流较多，一般河谷狭窄、两岸陡峭；河道纵坡较大、水流湍急；汛期水量集中、洪峰尖瘦、陡涨陡落、历时短暂；河水挟沙量大、且多粗粒底沙。面对这些特点要开发水能资源、建闸取水，则首先必须研究与妥善处理水库的淤积和引水防沙问题。

为了防淤，拦河闸必须有足够的泄洪排沙能力。不仅要排除闸前库内淤沙和来水中的大部挟沙；而且要排除非汛期库尾有效库容内的淤沙，俾使有限的峡谷库容能保持较长期的使用。在排泄大量粗粒泥沙时，还要妥善处理引水和泄水建筑物过流部位的抗磨损和下游消能防冲问题。同时，还要减少发电引水中的悬沙量，使有害粒径尽可能不进入引水系统，以免损害水轮机、蜗壳和钢管，影响电站正常运行。

岷江上游右岸支流渔子溪，就是一条比较典型的山溪性河流。在其一级水电站的规划设计中，经历了由不认识到认识的过程。通过对类似河道上水工建筑物的调查研究，并参阅了国内外有关技术文献，结合本电站的要求，进行了多种设计方案的比较，以及较多的水工模型试验研究工作，反复探索，才确定了目前建成的首部水力枢纽布置方案。经十年来的运行实践，初步证明基本符合客观实际情况，达到了预期的效果。但是，毕竟实践时间不长，还有待进一步观测和分析研究。本文拟着重介绍引水防沙措施及有关内容，供有关方面探讨参考。

一、基本情况

渔子溪全长95.4公里，流域面积1736平方公里。枢纽以上流域面积1674平方公里，占全流域面积的96%。全河道平均比降2.54%，一级电站首部枢纽至河口段约10.3公里，平均比降2.8%，十分有利于引水式开发。每年11月至次年4月为枯水季，年最小流量一般出现在2~3月，个别年份出现在4月。年最小流量变化在11~18.9米³/秒之间，一般年份在15米³/秒左右。6至9月为汛期。由于坡陡流急，洪水陡涨陡落，历时一般为2~3天。年最大流量出现在7、8两月。洪水主要由暴雨形成，溪口实测一日最大降雨量228.4毫米，最大三日降雨量417毫米。调查最大历史洪水1890米³/秒（重现期约130年），实测最大洪水1230米³/秒（重现期65年）。闸址附近及其下游河段两岸，基岩为中细粒闪长岩及花岗岩闪长岩。枯水期水面宽15~20米。河床冲积层厚度达72米，闸的河床段建于软基上。闸址上游甜竹林以上河段属变质岩区，两岸多大支沟，岩石风化较重，有较厚的崩积、坡积和洪积

物。每遇暴雨洪水，大量泥沙被水流挟入河道，形成沙峰。河流泥沙具有来量多，集中程度大的特点。多年平均悬沙含沙量 0.603 公斤/米³，平均年输沙量 120 万吨。年内来沙集中在汛期 $6\sim 9$ 月，其输沙量占年来沙量的 98.1% ，其中， $7、8$ 两月输沙量占年来沙量的 86.2% 。 $7、8$ 月的来沙又集中在少数几天内，如 1964 年 7 月最大一日来沙量占全年来沙量的 33.5% ，最大十日来沙量占全年的 76.9% ，实测最大日平均含沙量 54.7 公斤/米³。枯水期的输沙量仅占年来沙量的 0.37% 。悬沙颗粒级配 d_{50} 为 0.088 毫米，比岷江干流上游的悬沙（ d_{50} 为 $0.062\sim 0.068$ 毫米）为粗。推移质无实测资料，根据对河床质的实际调查测算，估计约占悬沙来量的 20% 。按此估算，多年平均推移质输沙量 24 万吨，最大粒径 109.4 厘米。其颗粒级配，当流量大于 300 米³/秒时， d_{50} 为 70 毫米；小于 300 米³/秒时， d_{50} 为 32 毫米。有关资料详见表 $1\sim 3$ 。水库总容积 40.3 万米³，有效库容 38.8 万米³，供非汛期水库日调节之需。

表1 每年河水含沙量较多的天数表

日平均含沙量 (公斤/米 ³)	>8	>2	>1.5	>1.0	>0.5	>0.2
平均每年出现天数 (天)	0.62	5.12	6.37	11.5	21.5	47.0

表2 悬沙级配表

粒径(毫米)	3~1	1~0.7	0.7~0.5	0.5~0.25	0.25~0.10	0.10~0.05	0.05~0.01	<0.01
含量(%)	1.0	2.2	3.0	10.5	27.3	29.5	21.3	5.2

表3 悬沙矿物成分及坚硬物质所占重量百分数

矿物及岩屑 砂样 粒径 (毫米)		矿物成分及重量百分比								
		石 英	长 石	角 闪 石	氧 化 铁	锆 石、 榍 石	绿 帘 石	绿 泥 石	方 介 石	黑 云 母
		7	6~6.5	5~6	5~5.5	5.5~7.5	6~7	2~2.5	3	2.5~3
七月、 六月、 四月 平均 情况	>1.0	5.6	3.0	—	2.9	—	—	—	—	—
	1~0.5	6.9	8.0	0.4	2.7	—	—	3.4	4.2	0.4
	0.5~0.2	8.6	4.7	2.6	7.0	—	—	—	3.5	2.9
	0.2~0.1	13.2	8.7	4.3	5.9	—	—	0.6	9.0	6.1
	0.1~0.05	39.8	15.1	11.7	2.1	0.6	0.4	—	16.8	5.2
	<0.05	36.8	16.3	8.8	2.7	—	0.2	—	12.9	3.9

表3 (续)

岩石碎屑成分及重量百分比									莫氏硬度 ≥ 5 占的百分比(%)	
角闪片岩	绿泥片岩	酸性火成岩	基性火成岩	石英岩、石英千枚岩	碳酸盐岩	云母片岩	中性火成岩	炭泥质岩屑	包岩屑	不包括岩屑
5.0	4.6	0.8	64.3	2.8	3.1	1.4	6.5	86.1	11.5	
2.4	1.7	0.9	44.0	2.3	3.2	—	19.5	67.0	18.0	
1.3	0.7	—	50.2	3.4	3.7	—	11.4	75.1	22.9	
0.4	—	—	27.0	—	1.4	—	23.4	59.5	32.1	
0.4	0.3	—	5.7	—	1.4	—	0.5	76.1	69.7	
—	—	—	2.8	—	—	—	15.6	67.6	64.8	

二、引水防沙措施

(一) 枢纽布置

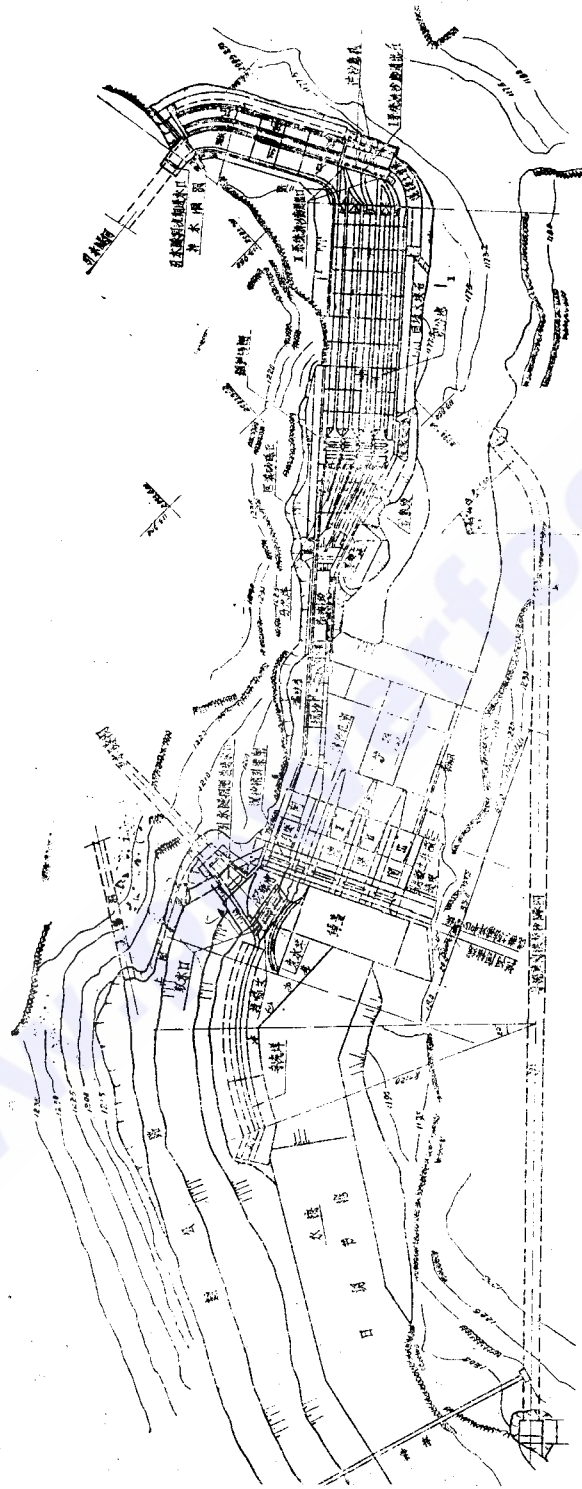
本电站为长隧洞引水式电站。首部水力枢纽的主要任务，是泄洪排沙和引水防沙，保证发电用水的质量。主要建筑物有壅水高21米的拦河闸、引水隧洞闸前进水口、沉沙池及其前后引渠、引水隧洞汛期进水口、以及导流泄洪隧洞等，详见图1。

由于本电站为日调节水库，库容小，水头高，因此对防淤和引水防沙的要求十分突出。在认真确定工程规划、引水防淤措施和水库运行方式的原则基础上，对枢纽作如下布置：

1. 拦河闸

为了引水防沙，闸址选在月亮地上游的弯道尾部，使取水口处于左岸弯道凹岸末端，充分利用天然弯道的环流作用。闸长78米，闸顶高程1201.5米，底板高程1179.0米。设计洪水位1188.4米，校核洪水位1190.5米。闸室最大结构高度27.8米，顺水流方向长33.0米。水库日调节最高蓄水位1200.0米，最低运行水位1184.0米。拦河闸由以下各结构物组成：

- (1) 右岸挡水段：长20.5米，为加筋混凝土重力式结构；
- (2) 泄洪闸：河床式、共三孔，长39.0米，每孔宽8.0米，高9.0米。
- (3) 排沙闸：一孔，长6.5米，宽2.5米，高8.0米。用以排除取水口前沿的底沙。在排沙闸检修门上游，尚有一道小流量冲沙用的束水冲沙门。门宽2.5米，高5.0米。
- (4) 引渠闸：一孔，供沉沙池引水用。长12.0米，宽7.0米，高3.0米。
- (5) 束水墙：墙顶高程1186.0米，高7.0米，长29.42米。墙顶宽1.0米，底宽3.0米。



首部水力枢纽平面布置图

图1

左侧墙面直立, 右侧墙面有 $1:0.286$ 坡度。平面上呈弧形。

泄洪闸和排沙闸下游的消能方式, 由于需排泄粗粒底沙, 经试验比较, 决定采用急流消能。其下游护坦, 长 55.0 米, 纵坡 $1:22$, 使之形成较平缓的泄流陡槽。护坦末端齿墙, 深 9.0 米, 以防冲刷回淘破坏。护坦下游河床, 用开挖的大块石回填护底。

2. 导流墙

为了减少或防止底沙侵入取水口, 在紧接取水口上游, 沿凹岸库底布置弧形导流墙, 以保证和增强弯道的环流作用。并在导流墙底部靠水库一侧, 设置一定宽度的冲沙护底, 直延伸到闸前, 与取水口前沿的冲沙道底板和泄洪闸前的铺盖相啮接。以利泄洪时将大量底沙挑向泄洪闸孔排至下游河道。

3. 取水建筑物

取水建筑物布置在拦河闸的左边, 前端取水口设挡砾坎, 坎顶设粗拦污栅。坎后设沉砾池, 池底高程 1179.0 米。沉砾池左侧为引水隧洞闸前进水口, 右侧为沉沙池的引渠闸。挡砾坎坎顶高程 1181.0 米, 高出闸前铺盖顶面 2.0 米, 以挡底沙。坎前缘在平面上呈弧形, 右端折一 20° 角(与拦河闸轴线成 110° 交角), 与排沙闸束水冲沙门槽的左墩相接; 左端则与其上游的混凝土导流墙相接。挡砾坎与束水墙间形成窄槽。窄槽的宽度, 由前端的 10.0 米渐变到排沙闸前的 2.5 米, 以利于束水攻沙。挡砾坎上部为胸墙底孔式结构, 胸墙顶高程 1191.5 米, 高出校核洪水位 1.0 米。粗拦污栅由两个隔墩分为三孔, 各孔宽 4.6 米, 高 3.7 米, 栅条净距 10.0 厘米。栅面与挡砾坎右端平行。隔墩与栅条根据流态布置, 不垂直栅面, 而与栅面呈 60° 角。这样, 过栅水流方向约与过排沙闸水流方向成 40° 夹角。粗拦污栅槽下游有清理拦污栅时使用的备用栅槽, 兼用作汛期挡底沙的叠梁门槽, 三孔合用一扇备用拦污栅。每孔备有三节高 0.5 米的钢叠梁, 在汛期底沙过多时, 放下叠梁, 更有效地防止底沙侵入取水口。越过粗拦污栅的少量底沙, 可在沉砾池内沉集, 用引入引渠闸的流量(此时流量应大到 $113\sim 115$ 米³/秒。其中发电用水 69.2 米³/秒, 排沙廊道排沙用水 13.7 米³/秒, 截沙槽冲沙用水 $30\sim 32$ 米³/秒)将底沙推移至沉沙池前引渠中的截沙槽排除。为了冲排沉砾池内的积砾, 还设有一扇宽 4.6 米, 高 3.7 米的冲沙用闸门。在冲洗沉砾池前, 应先对三孔粗拦污栅进行清污。冲洗时, 池内水位应保持 1184.5 米, 栅前水位 1186.0 米。

关于引水隧洞的汛期和闸前两进水口的布置, 可参见图1, 在此不详述。

4. 施工导流隧洞

施工导流隧洞设在右岸, 为无压洞, 全长 387.5 米, 前段断面宽高均为 6.0 米, 上园下方, 过流量 150 米³/秒。隧洞进口为压力墙式结构, 孔口宽 6.0 米, 高 5.0 米, 门底高程 1184.5 米。拦河闸建成后, 即作分担部份泄洪和排除库尾淤沙之用。

5. 建筑物过水部位的抗磨防护

由于底沙粗而多, 流速高, 故凡与水流接触的结构面, 根据其所处部位的重要性和运行特点, 在其表面分别采用不同的防护材料进行保护, 以抵抗泥沙的磨损。在拦河闸的五个闸室底板和闸墩下端高 1.2 米范围的表面, 均用钢板衬砌; 拦河闸上游铺盖, 用 0.4 米厚的砂岩条石护面; 下游护坦表层, 浇筑厚 0.4 米的 300 号高强混凝土保护; 挡砾坎, 束水墙及引渠闸进水槛等部位的底板、坎、墩和墙的下部(高度 1.0 米)表面, 均用钢板衬护; 沉砾池底板用 30 厘米厚的 300 号高强混凝土护面; 导流泄洪洞的进口及洞身有边墙和底板衬砌地段,

在其下端1.0~1.2米高的表面均用钢板衬护；沉沙池前引渠前端55米的底板表面，浇0.3米厚的300号高强混凝土；在截沙槽表面用钢板衬护。此外，为探索能代替钢板的其他抗磨材料，在护坦中段布置一原型试验段，分别铺设辉绿岩铸石砖和板、扶喃树脂混凝土、环氧树脂混凝土等各一块，以资对比观察其抗底沙磨损与撞击的能力和效果。通过初步观察，辉绿岩铸石砖和环氧树脂混凝土的效果较好，但至今还未经受设计洪水的考验。

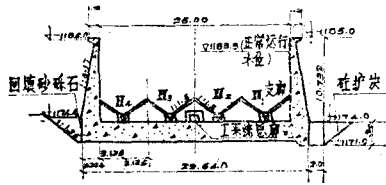


图2 沉沙池排沙廊道剖面图

式沉沙池见图1和图2。池身长95.5米，宽25米。池身断面平均水深6~7.15米，平均流速0.527~0.387米/秒。沉沙池的前引渠及扩散段共长145.4米，池身末转弯段及后引渠共长88.4米。前引渠前端接引渠闸，闸后设有截沙槽及侧向溢流堰。截沙槽的作用是拦截和排除进入沉沙池的底沙，防止其进入沉沙池。截沙槽出口设在前引渠的右边墙上，有2×2米定轮钢闸门，此门只在截沙槽内底沙堆积较多，或冲洗沉沙池的淤积时才予开启。前后引渠侧堰，在操作引渠闸门或电站甩负荷时，用以限制沉沙池水位上升。前引渠侧堰的有效长度25.0米，堰顶高程1183.2米，用中墩分为2孔。堰尾有挑坎，将过堰水流挑离前引渠边墙以外。扩散段由于地形条件限制，布置成单侧扩散，通过多次试验，决定在段内设置三个分水墙，调整进池水流的流速趋于均匀。在扩散段末，用三个隔墩设置四孔细拦污栅，拦污栅兼起拦污和净水均流作用。栅孔宽5.2米，高7.95米，栅条净距5.0厘米，为敞顶式结构，有两道栅槽，便于清污。

由于地形限制，沉沙池布置成单室式，采用底廊道排沙。在扩散段和池身均设置四条排沙廊道。排沙廊道做在沉沙池底板上，为便于检修，廊道盖板采用钢筋混凝土预制结构。盖板上按水力学分析沿纵向（水流方向）布置了斜方孔式进沙孔，孔距前密后疏。在廊道盖板两侧为钢筋混凝土预制板构成的人字稜体，边坡1:1.5。根据泥沙在池中的沉降规律，为了提高排沙效果，将廊道沿纵向分为三段。前段，排扩散段的沉沙，四条支廊道在扩散段末端汇入一条总廊道，出口在右边墙上，设闸门（孔口为0.8×0.75米）控制，将泥沙排入河床。中段，排池身前三分之一的沉沙，在段末四条支廊道汇入一条总廊道。总廊道沿池身纵向中心线布置，出口设在转弯段右边墙上，设1.1×1.1米闸门，将泥沙排入河中。后段，排池身后三分之二段的沉沙，四条支廊道在转弯段汇入两条总廊道后，在中段总廊道出口的两侧，各设一个0.8×0.85米的出口，将泥沙排入河床。出口处均设有闸门。池身末转弯段的形状，对沉沙池的流态影响较小，故未设分水墙等导水措施。由于后引渠布置上的需要，水流方向在池身末转弯段转了75°角。在池身末转弯段的右边墙上，除上述三个廊道出口外，还布置了两个宽3.5米，高2.3米的事

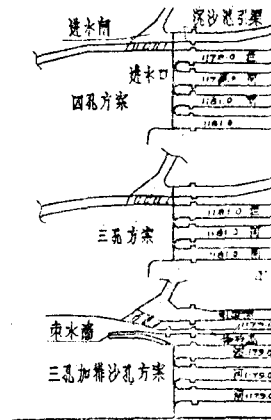


图3 方案比较示意图

故冲沙底孔。当排沙廊道发生淤堵，沉沙池底有大量淤沙时，使用这两个底孔排除淤沙，处理事故（此时应停电，或从闸前进水口临时引水发电）。为提高冲沙效果，沉沙池底纵坡设计为 1.2%。后引渠侧堰长 62 米，堰顶高程 1183.3 米。在扩散段，池身及池末转弯段的右边墙外，根据试验成果，分别设置了混凝土护块和回填大块石，以保护墙基础免受洪水冲刷。

（二）方案选择过程

在研究确定上述首部水力枢纽布置过程中，对一些主要问题进行了多种方案的比较试验工作。现扼要介绍于后。

1. 泄洪闸的闸孔布置和孔数选定

表 4 四孔和三孔方案试验成果比较表

项 目	四 孔 方 案	三 孔 方 案
电站引用流量(米 ³ /秒)	64.8	75.0
进水闸“门前清”流量(米 ³ /秒)	170	120~130
“门前清”分水比(%)	38.1	62.5~57.7
“门前清”流量出现天数(天/年)	30	83~104
横向水面坡降(闸上游30~50米处)	3.9~5.3%	0.64~0.86%
横向水面最大落差(米)	2.0~2.7	0.3~0.4

表 5 各闸孔流量分配表

项 目	闸室流量分配(%)			
	第一孔	第二孔	第三孔	第四孔
四孔方案	33.2~41.0	33.0	16~22	10~12
三孔方案	35.6	34.1	30.0	—

说明：闸孔系自左向右排序。清水试验，宣泄洪水1760米³/秒。

表 6 护坦末端贴壁冲刷深度表

项 目		四孔方案(米)	三孔方案(米)
单宽	设计洪水(初设)1160米 ³ /秒	18.0	26.4
流量	校核洪水(初设)1760米 ³ /秒	27.3	40.0
护坦末端贴壁冲刷深度(米) (试验用校核洪水1760米 ³ /秒)		6.5	2.4

在试验中,前后进行了四孔、三孔和三孔加排沙孔三种方案布置的比较(详图3)。除考虑技术经济和便于施工外,结合闸址位置的选择,着重在水力学方面,研究了引水防沙和改善下游冲刷问题。

(1) 四孔和三孔方案布置比较。比较成果如表4~6。

从以上三表中可看出:三孔方案各闸孔流量分配均匀,横向水面坡降小,泄流均匀,护坦末端贴壁冲刷较浅,防冲措施较简易;“门前清”流量(即取水口前底沙能被冲出一条“清带”的最小流量)比较低,泄洪排沙闸门操作运用灵活,一年中可保持“门前清”流量的时间长,有利于防止底沙侵入取水口,比四孔方案经济合理。因此,决定采用三孔方案。

(2) 三孔方案和三孔加排沙孔方案比较。根据试验资料,三孔加排沙孔方案,可将“门前清”流量进一步降低到 $110\text{米}^3/\text{秒}$,而大于此流量的多年平均天数为46.5天/年。因此,有排沙孔的方案,在汛期可提前开闸排除底沙,库内汛前淤积量即可大大减少。用“门前清”流量为110和 $150\text{米}^3/\text{秒}$ 的试验资料作比较,前者每年开闸时间比后者多近两倍,而库内汛前淤积约为后者的三分之一。由此可见,降低“门前清”流量,对引水防沙和减轻库内淤积有明显作用。最后决定拦河闸采用三孔泄洪闸加排沙孔的布置方案。

2. 拦河闸底板高程的选定

在试验过程中,前后比较研究了多种方案:(1)三孔泄洪闸底板高程均为1179.0;(2)均为1181.0米;(3)在闸轴线处均为1180.0米,从闸轴线起,向下游成1:33的斜坡;(4)左侧第一孔闸底板高程为1179.0米,其余两孔为1181.0米;(5)左侧第一孔闸底板高程为1179.0米,其余两孔从闸轴线起,自高程1181.0米向下游成1:33的斜坡;(6)泄洪闸和排沙闸孔底板高程均为1181.0米;(7)泄洪闸和排沙闸孔底板高程均为1179.0米。试验结果表明,第(7)方案底板高程1179.0米,比较接近闸址处天然河底高程,基本上不改变原河道的输沙能力和底沙运动状况。其余六个方案,不同程度造成上游壅水,影响底沙的运动状况,扩大了上游的淤积范围,削弱了环流排沙作用,对引水防沙显然不利。所以,最后选用拦河闸各孔闸底板高程均为1179.0米。

(上接第6页)

区八大优势之一;并把水电与甘蔗并列为该区的两大支柱,大力促进了红水河的开发。而四川矿物能源不足,水能则居最大优势,因此,四川省应制定一项以开发水能为重点,优先发展水电,逐步过渡到以水电为主的能源政策,是理所当然的,也是十分迫切的、必要的。

(二) 在投资上,没有把水电与其它一次能源放在平等地位,更谈不上优先。要改变这种状况,近期应给水电以战略投资,今后仍应保持给水电以优先投资。

(三) 前期工作薄弱,满足不了加快发展水电的需要。四川河流多,自然条件复杂,前期工作量大,而勘测设计力量不足,加之使用不当,长期拿不出几个能达到初设或可行性研究阶段以供选择的项目,甚至列入开工的工程,施工队伍已进驻现场,还等待勘测设计资料。故此,应重视四川水电前期工作,急需充实力量,特别是有效地使用力量,更新设备,提高技术水平。

(四) 四川西部水能开发,有许多重大科学技术课题,影响着水电建设。如高山峡谷区

3. 拦河闸护坦坡度和尾墩长度的确定

护坦坡度开始用1:10, 通过试验, 发现护坦末端冲刷情况和沿沉沙池外边墙基础的冲刷情况均不够理想。为了改善护坦的受力条件, 减小下滑力, 以期减薄护坦的厚度, 乃将坡度改缓为1:22。通过试验, 上述冲刷情况均有所改善, 故用1:22坡度。关于护坦在平面上的扩散角度, 鉴于右岸受基岩陡壁的限制, 无法扩散; 而左岸又受沉沙池布置的约束, 基本已定型, 而且在护坦坡度的比较试验中, 现用坡度1:22的水流流态和下游冲刷问题, 均已比较理想, 故未进一步作专门的试验研究。

在护坦坡度、长度及扩散角确定后, 主要对护坦上的水流流态做了进一步的比较研究。由于拦河闸位于弯道末端, 各闸孔泄流能力不全等, 影响到护坦水流分布不够均匀, 而闸下游的河道又不平直, 因而造成下游的冲刷深度也不均匀, 局部地段冲刷过深, 对护坦不利。为使护坦上的水流分布较为均匀, 使沉沙池外边墙基础的冲刷深度尽量减小, 决定在闸墩末端加设尾墩(即闸墩的延长段, 建于护坦上), 以调整水流的分布。对尾墩长度, 做了三种布置方案的试验: (1)三个尾墩均长11.0米; (2)均长15.0米; (3)右侧两个尾墩长11.0米, 左侧一尾墩长22.0米。通过试验比较, 以第(2)方案较为优越, 尤其是在泄大流量时, 沿沉沙池边墙的冲刷较小。因此, 决定采用三个尾墩均长15米。

在经上述各项试验确定护坦型式的基础上, 又进行了在各级流量及相应含沙量情况下, 下游冲坑范围及深度的试验, 以便确定护坦末端齿墙的开挖深度和下游防护措施。通过试验, 在设计洪水 $1160\text{米}^3/\text{秒}$ (初设中数据)的泄流情况下, 下游冲坑最深处距护坦末端约15.0米, 冲深约9.0米; 在校核洪水 $1760\text{米}^3/\text{秒}$ 时, 最大冲坑深约10.2米, 距护坦末端约20.0米。经过分析研究, 选用护坦末端齿墙的开挖深度为9.0米, 以保证护坦的运行安全。同时, 为了减小护坦末端的贴壁冲刷深度, 做了用混凝土块或石块抛填来防护齿墙基础的比较试验。通过试验, 在距护坦末端5.0米范围内的河床中, 用混凝土块或用直径1~2米的石块防护, 测得的护坦下游及沿沉沙池外边墙基础的冲刷深度均差不多, 都有一定的防护作用。为节约混凝土及钢材, 决定用闸基开挖出来的直径1~2米的漂卵石作为防护材料。

水工建筑物型式及其布置; 交通和施工问题的解决; 高坝、高边坡、高速水流、高坝过木过船; 强地震、河床深厚复盖层的处理; 深埋长大隧洞及大型地下洞室的开挖; 远距离超高压高海拔输电的研究; 高水头、大流量、大容量机组的研制等等, 都需要进行深入细致的研究工作。为此, 国家应及早考虑建立专门的科学研究机构。

(五) 还要加强河流综合利用规划工作; 充实水电施工队伍, 更新施工设备; 合理解决水库的淹没和移民问题; 重视季节性电能用户配置的研究等。国家和省、地、县各有关部门在国防和工业布局上, 还要注意保护拟建的水库区和坝址区, 不应任意占用等。

主要参考资料

电力工业部成都勘测设计院编;

“中华人民共和国 分省水力资源普查成果 第23卷 四川省”

1982.2.

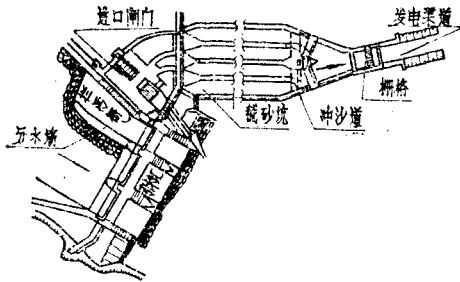


图4 瑞士 Mörel 电站的进水口布置

4. 弧形束水墙的设置

参照瑞士 Mörel 水电站进水口前设置分水墙的经验(见图4), 结合本电站的具体要求和条件, 为进一步降低“门前清”流量, 更有利于在取水口前形成强有力的排沙通道, 以保证引水防沙和水库排沙的要求, 在排沙闸和第I孔泄洪闸间的隔墩上游, 增设一道弧形束水墙, 与取水口的挡砾坎形成一条束水攻沙的通道, 以利于排沙。这样, 取水口的“门前

清”流量可进一步降低为 $110\text{米}^3/\text{秒}$ 。当天然来水大于此值时, 即可开启排沙孔闸门排沙, 运用灵活, 可大大改善库内淤积情况和引水防沙条件。弧形束水墙的长度和平面上的形态, 均由模型试验确定, 原则是既利于束水攻沙, 又不影响弯道环流向泄洪闸挑排底沙的作用。

5. 取水口和沉砾池的布置

进水闸前的取水口(包括挡砾坎及其上的粗拦污栅)位于左岸天然弯道末端凹岸。它的下游有两个进口, 即非汛期发电引水使用的引水隧洞闸前进水口和汛期使用的沉沙池引渠闸进口。为了防止底沙进入引水隧洞, 除了设挡砾坎外, 还在挡砾坎下游两个进口之前设置沉砾池, 池底坡向引渠闸进口方向。挡砾坎前缘与拦河闸轴线的交角取 70° , 粗拦污栅闸墩与挡砾坎前缘呈 60° 角, 故进栅水流与过泄洪闸水流呈 40° 夹角。在沉沙池前引渠内设截沙槽, 拦截并排除来自沉砾池的底沙。实践证明, 沉砾池和截沙槽对进一步拦截底沙不进入沉沙池和引水隧洞是有效的。

6. 截沙槽的布置

对于截沙槽, 共研究了五种布置方案: 双坎封闭式、双坎开口式(I)和(II)、单坎开口式和双坎开口弯道式。在截沙槽出口由闸门控制出流, 试验流量选用了(闸门全开时) 10.0 、 20.0 和 $32.0\text{米}^3/\text{秒}$ 三种。底沙量假定为河道全部底沙量的 1% 、 5% 和 20% 。上游水位控制在发电的最低水位 1184.0米 , 下游水位为沉沙池运行水位 1183.3米 。试验结果证明: (1) 设置截沙槽, 对排除 $50\sim 120$ 毫米的底沙是有效的, 截沙率在 90% 以上。(2) 设置截沙槽后, 仍有部分底沙越过截沙槽进入沉沙池前的扩散段, 使池前细拦污栅上游的一段排底沙廊道仍有淤堵的可能。为此, 在汛后沉沙池停止运行期间, 应辅以人工清淤。(3) 在引渠闸正常运行时, 沉砾池仍会有部分淤沙, 可利用挡砾坎上的冲沙门, 轮流启闭来冲洗排向截沙槽。(4) 截沙槽出口的流速可达 $10\text{米}/\text{秒}$ 以上, 且含有大量粗粒泥沙, 对出口底板将有磨损, 应予很好保护。最后, 从截沙率高和结构简单考虑, 决定采用双坎开口型式。

7. 导流洞的排沙效果

导流洞除了施工导流外, 还要担负排除汛前高水位运行时在库尾有效库容内滞淤的一部分泥沙, 宣泄汛前高水位运行期间中小降雨洪水。为此, 对导流洞的排沙效率进行了试验, 并与拦河闸的排沙效率试验成果进行对比。当入库流量小于 $190\text{米}^3/\text{秒}$ 时, 导流洞的排沙效率随流量的增加而增加。但当流量大于 $190\text{米}^3/\text{秒}$ 时, 排沙效率迅速下降; 当流量大于 $212\text{米}^3/\text{秒}$ 时, 则比拦河闸的排沙率低。此时, 必须开启拦河闸排沙。在电站实际运行中, 当天

然来水为 $83\sim 120\text{米}^3/\text{秒}$ 时,可利用导流洞排沙,闸前水位可控制在 1186.0 米左右,而未经导流洞排走的部分淤沙,暂时留在闸前 100 米以远的库内。当流量继续增大时,则关闭导流洞闸门,利用泄洪闸排除闸前和库内的淤沙。

(三) 运行方式

为了使各主要建筑物能协调地工作,充分发挥其应有的效能,又通过试验,反复研究了水库和沉沙池的运行方式。经过十年来的运行实践,基本符合客观实际,达到了预期的效果。

1. 水库运行方式

(1) 枯、中水期: 每年 10 月到次年 5 月,水库一般每天蓄至最高蓄水位 1200.0 米,进行日调节运行。在此期间,一般不排沙。仅在遇有河道来水大于发电引水流量时,才开启导流洞闸门、排泄多余的水量,但不能开泄洪闸和排沙闸,以策下游建筑物的安全。少量来沙可暂淤落库内,待汛期水量大时再冲排出库。发电用水,可直接由闸前进水口进入引水隧洞,而不启用沉沙池。

(2) 汛期: 为保证水库不淤积,水库应保持低水位 1184.0 米运行。这样,库内水流速度快,弯道环流作用显著,对将大量底沙排向下游和在取水口前形成一条“清带”十分有利。当河道来水为 $83\sim 120\text{米}^3/\text{秒}$ 时,可利用导流洞泄洪排沙,闸前水位控制在 1186.0 米左右,使未能排走的泥沙,尽可能淤落在闸上游较远部位。当来水在 $120\text{米}^3/\text{秒}$ 以上时,应关闭导流洞,视来水大小,依次开启排沙闸、泄洪闸Ⅰ至Ⅲ各孔,以宣泄洪水和所挟带的泥沙,此时,水位控制在 1184.0 米左右。当来水大于 $510\text{米}^3/\text{秒}$ 时,即使全部开启拦河闸各闸孔(电站也满负荷运行),仍不能使库水位维持在 1184.0 米,此时可重新开启导流洞闸门,参与泄洪。当来水大于 $630\text{米}^3/\text{秒}$ 时,闸前水位将随来水增大而上涨,如百年一遇洪水 $1260\text{米}^3/\text{秒}$ 时,库水位将上升至 1188.4 米。整个汛期均应使用沉沙池,以沉淀并排除对水轮机有害的悬沙。

(3) 高水位运行时放空水库: 当水库蓄至较高水位且不经由发电引水系统放空水库时,可局部开启导流泄洪洞闸门和泄洪闸的第Ⅲ号孔放水。放水时应控制总下泄流量不大于 $100\text{米}^3/\text{秒}$,且使两者的泄流量大致相等,以防止下游河床产生严重冲刷。

2. 沉沙池运行方式

一般情况下引渠闸的引入流量为 $83\text{米}^3/\text{秒}$,其中包括发电用水 $69.2\text{米}^3/\text{秒}$,沉沙池前扩散段廊道排沙流量 $3.7\text{米}^3/\text{秒}$,池身第一廊道系统排沙流量 $5.0\text{米}^3/\text{秒}$,以及池身第二廊道系统排沙用水 $2\times 2.5\text{米}^3/\text{秒}$ 。在使用截沙槽闸门冲排底沙时,引入流量应增为 $113\sim 115\text{米}^3/\text{秒}$ 。在任何情况下运行,池内水位均应保持在 1183.3 米,排沙廊道闸门均应开启,连续排沙。当河道水位淹没廊道出口顶部时,需视水位高低增大闸门开度,以维持上述排沙流量。排沙廊道按河道天然来水含沙量为 $35\text{公斤}/\text{米}^3$ 设计,当实际含沙量大于此值时,应增大排沙流量,以加大挟沙能力。当任一排沙廊道系统堵塞,沉沙池发生严重淤积时,可用事故冲沙底孔冲洗淤沙。冲洗时,不能同时使用沉沙池来引水发电。冲洗前,应先关闭引渠闸的弧门和汛期进水口闸门,开启截沙槽出口闸门,将池内水位降低至 1178.3 米以下。然后,关闭截沙槽出口闸门,开启池尾两个冲沙底孔的闸门。最后,重新开启引渠闸的弧门,放进 $80\text{米}^3/\text{秒}$ 的流量来冲洗池底淤沙。冲洗完毕,先关引渠闸弧门,待沉沙池放空后,即可检查和清理排沙廊道。在池内水位高于 1178.3 米时,不允许开启事故冲沙底孔闸门,否则可能引起冲沙底孔出

口外河床淘刷过深。同时应注意,在下游河道流量大于 $200\text{米}^3/\text{秒}$ 时,池内的水不宜放空,至少应维持水位在 1182.0米 以上,才能确保池身的稳定与安全。

3. 在倒换使用闸前进水口和汛期进水口时,须按下述要求操作运行

(1) 由闸前进水口引水发电转为经沉沙池和汛期进水口引水发电:在停止发电情况下,先将库水位降至 1184.0米 ,提起引渠闸弧门 30厘米 ,或提起汛期进水口闸门 30厘米 ,向池内充水。充满后,关闭闸前进水口的事故门。然后,全开汛期进水口闸门(此时,隧洞内将有水向沉沙池倒流)。待隧洞内水停止向沉沙池倒流后,打开各排沙廊道的闸门至需要的开度。电站机组启动后,再按发电要求,调整引渠闸弧门的开度。

在不停止发电情况下,先将库水位降至 1184.0米 ,再打开引渠闸 30厘米 向沉沙池充水。充满后,即全开汛期进水口的闸门,并开启各排沙廊道的闸门至需要的开度。最后,一边逐渐加大引渠闸弧门的开度,一边逐渐关闭闸前进水口的事故闸门。同时操作两个闸门,可采用分段交替启闭的方法,即先将弧门开启至所需最后开度的五分之一,继而将进水口闸门关闭五分之一,如此交替进行,直至全部启闭完毕。在操作过程中,可保持沉沙池前引渠的溢流堰有少量的溢流,避免水位骤降而影响发电。

(2) 由沉沙池和汛期进水口引水发电转为经闸前进水口引水发电:在停止发电情况下,此时引渠闸弧门应已关闭,闸前进水口堵水拱门应已打开,但事故工作门关闭。可先静水关闭汛期进水口闸门,再将闸前进水口事故工作门提起 30厘米 ,进行水库和隧洞的平压。平压后,提起闸前进水口的事故工作门。

在不停止发电情况下,先将水库水位降至 1184.0米 ,并按拱门的提门要求提开闸前进水口的堵水拱门。然后,一边逐渐打开闸前进水口事故工作门,一边逐渐关闭引渠闸的弧门。两个闸门可同时操作,也可采取分段交替操作启闭的方法。操作过程中,应保持沉沙池前后引渠的溢流堰均有少量溢流。

三、引水防沙实效

(一) 沉沙池的作用

沉沙池于1974年正式投入运行。为了对其实际工作状况及运用效果进行了解,以便总结经验,不断提高运行水平,改进今后沉沙池的设计和研究工作,在1979年7~8月,电站两台机组满负荷运行;1980年三台机组发电的情况下,对沉沙池进行了两次现场原型观测试验工作。主要观测项目有:池身流速分布、沉沙效率和进机组泥沙的特性等。

1. 1979年试验观测成果

(1) 水流条件: 在隧洞汛期进水口测得流速分布均匀,各测次结果很接近,取算术平均值,算得在池水位 1183.4米 时,单机过水流量为 $15.8\text{米}^3/\text{秒}$,比设计值 $17.3\text{米}^3/\text{秒}$ 小 $1.5\text{米}^3/\text{秒}$ 。原因是两台机组运行时,洞内流速较设计值为小,水头损失亦小,故实际水头较设计水头 270米 为大,实测流量自然就偏小。池身流速分布有两个特点:一是不均匀性,二是主流的摆动性。在池身前半段,流量多集中于中部,两侧流量较少,经过池身调整,到后半段才有所改善。流量分布不均匀系数,前半段为 2.8 左右,后半段降为 1.8 。水位升高后,均匀性更差。主要原因是进入前引渠的杂物和泥沙太多,致使拦污栅堵塞和扩散段泥沙淤积的影响;扩散段为单向扩散,水流结构复杂,配水设施对各种流量的适应性也较差等。

(2) 沉沙效率: 池身含沙量分布, 在进口段无论垂向或横向都不够均匀。但经过一段距离的调整后, 至池身后半段才渐趋均匀。这与流速分布情况是相应的。实测过机沙量为入池沙量的 44.1%, 过机含沙量为入池含沙量的 52.9%。沉沙池淤沉的沙量 (包括淤在池内和自廊道排出的两部分), 为入池沙量的 55.9%, 此即实测的沉沙效率。可见, 尽管流速分布不够均匀, 洪峰历时短, 沉沙效果依然较好。各级粒径的泥沙总沉降率约 50%, 其中大于 0.1 毫米的泥沙沉降了 85%。

(3) 过机泥沙特性: 水流所挟带的泥沙, 在池内发生了明显的分选。粗沙大量沉降, d_{50} 由入池的 0.435 毫米降低到出池的 0.088 毫米; d_{10} 由 0.083 毫米减小为 0.037 毫米。过机泥沙中, 有 93.1% 的粒径小于 0.1 毫米。大于 0.1 毫米的泥沙, 沉降了 85% 左右; 大于 0.25 毫米的泥沙, 几乎全部沉降。随着泥沙的沉降, 不仅施测垂线各点的含沙量分布趋于均匀, 而且上下各层泥沙的级配也渐趋于一致, 底部与表面的 d_{50} 之比值, 由进口的 3.8 降低到池末的 1.3 左右。

(4) 淤积情况: 由于枢纽未完全按照规划运行, 加上取水口粗拦污栅清污不够及时, 大量木头、树枝等漂浮物和部分底沙进入引渠间; 同时, 由于扩散段总廊道上有一块盖板被掀起, 致使扩散段整个排沙廊道系统失效。结果, 扩散段泥沙淤积极为严重, 四条排沙廊道的进沙孔已全部堵塞, 淤沙厚达 3.0 米左右, 估计淤积量达 700 米³。池身的淤积, 在首段较多, 在 30 米的长度内, 排沙廊道的进沙孔多被淤塞, 泥沙厚达 2.0 米左右, 有些地点还超过了排沙稜体的顶端。池身中段和尾段, 由于卵石、树枝等多已淤落在首段, 而且单位面积泥沙的沉降量较小, 故除了少数地点外, 廊道进沙孔大都未被淤堵, 淤积仅存于两个进沙孔之间, 呈非连续的小堆积体。池内淤积物粒径的横向分布, 一般是右侧粗、左侧细, 与池前扩散段的情况相似; 粒径的纵向变化, 明显地沿程变细, 中值粒径 d_{50} 由进口的 0.3 毫米, 变到池末的 0.11 毫米。说明粗沙大部落淤在池身的首段。

总的来讲, 无论是总沉降率, 或是过机泥沙与淤积物粒径的级配, 实测值与计算值均比较接近。说明原设计所用泥沙沉降计算方法是可行的, 模型试验成果也是成功的, 沉沙池的设计和使用时达到了预期的效果。

2. 1980年试验观测成果

1980年三台机运行时, 比1979年两台机运行时的情况更接近于沉沙池的设计条件 (四台机运行), 流速分布有所改善。从淤积物的粒径分析, 沉沙作用也较显著。但由于施测时间过晚, 洪峰及沙峰均已过去, 只测了流速和淤积物取样, 未测得悬沙, 故对池身沉沙效果, 难于得出定量数据。

(1) 流速分布和流量分配: 由于流量更接近于设计条件, 整个池身横向流速分布虽仍不够均匀, 但比1979年有所改善, 如流量分配不均匀系数, 已降为 2.48~1.25。

(2) 水轮机的过机流量: 三台机满负荷时的平均过流量为 48.23 米³/秒, 单机过流量为 16.08 米³/秒, 比 1979 年增大了 0.28 米³/秒, 主要是洞内平均流速增大和沿程水头损失增大所致。

(3) 池底淤积情况: 池前扩散段 1 号廊道堵死淤满。池身第 I 廊道系统的 4 号廊道淤积较多, 首段淤积体长约 20 米, 厚 1.0~1.5 米; 2 号廊道首段也有淤积。第 II 廊道系统的 1 号廊道有一长 20.0 米、厚 0.5~1.0 米的淤积体。扩散段淤积物粒径, 横向分布仍然是右粗

左细。池身淤积物的纵向粒径分布，明显地沿程变细，粗沙大部沉落在首段。总的来说，沉沙效果显著。

(二) 水库运行情况

水库投入运行十年来，泄洪排沙情况基本上与模型试验成果一致。天然来水所挟带的底沙，由于左岸导流墙加强了弯道环流作用，几乎全由泄洪闸排除，未见闸前或取水口一带淤积。束水墙和排沙孔的束水攻沙与排沙作用均较明显，使取水口前基本形成“清带”。库内淤积情况，虽未实地进行淤积测验，但是，从泄洪闸低水位运行时的泄流情况可以看出，除了在右岸混凝土非溢流坝前有回流和淤积外，水库在闸前的淤积范围未超出第Ⅲ孔泄洪闸，与原来模型试验成果也极近似。虽然如此，水库淤积测验工作仍应积极筹备，早日实现，以便较好地了解水库的水流流态和库内变形情况，不断改进水库的运行方式并提高运行水平。

拦河闸下游的运行情况也比较正常。除了护坦混凝土表面，试验性的味噌树脂混凝土和辉绿岩铸石板有磨损或破坏外，护坦急流消能正常，在下游河床未发现大的冲刷坑；护坦末端和沿沉沙池外边墙基础部位，也未发现异常的淘刷。但是，自投入运行以来，还未经受设计洪水的考验，仍须继续加强各项原型观测，资料整理和分析研究等工作。

四、结 语

(一) 渔子溪汛期洪峰流量大，挟带大量泥沙，尤以推移质居多，且粒径粗大。为了减轻水库淤积，必须使拦河闸具有足够的泄洪排沙能力，使汛期库内水流状况接近河道水流天然状态，将汛期来沙和汛前库内淤沙尽量排至下游。为了防止底沙进入引水隧洞，应利用天然河道弯道，并辅以人工弧形导流墙，将河道底沙挑向远离取水口的泄洪闸孔排走。必须审慎选择拦河闸闸轴线位置和进水闸与拦河闸的相对布置。合理布置与选择排沙闸、束水墙和进水闸、泄洪闸的孔数和底板高程，以及取水口的挡砾坎、沉砾池和截沙槽等，以便在取水口的前沿形成无淤沙的“清带”。在取水口以后，层层设防拦截，严防底沙侵入沉沙池。同时，设置沉沙池来沉降和排除悬沙中的有害粒径，以保证发电引水的质量和水轮机的安全运行。在进行上述布置时，应尽量降低取水口“门前清”流量，以增加汛期开闸冲沙的时间，减少汛前库内的淤积。所有这些，均有赖于选择符合客观实际条件的水力枢纽布置和水工模型试验的反复探索。

(二) 拦河闸的底板高程，对于闸上游淤积、闸室淤积和闸下游的冲刷的关系较大，尤应特别注意。在山溪性河流上，为了减少建筑物对底沙运动规律的破坏，闸底板高程应尽量与闸轴线处原河道底的平均高程相接近，不应过多地抬高或降低。过高，会造成上游淤积范围扩大和增厚淤积层，过低，则会形成闸室淤积等不良后果。因此，在可能条

(下转第33页)

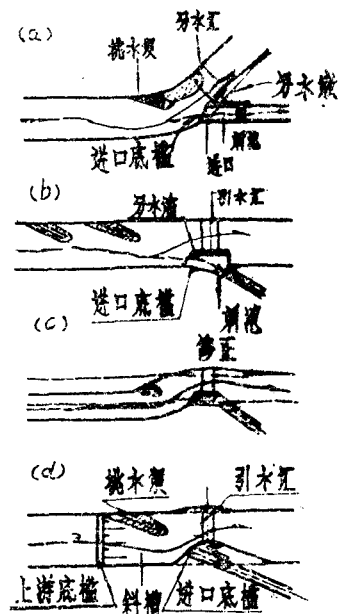


图5. 进水口的典型布置

(a) 在河湾凹侧

(b) (c) (d) 在直线上

数法求 K_s ，否则会得出错误的结果。

另外，还有超载系数法的 K_p ，它随着主滑面的倾角 α 的增大而大大超过 K_s 和 K_c 。所以在一般情况下，模型试验测得的最终超载系数 K_p ，只能在某种意义上说明大坝的安全度，不要直接和容许安全系数比较。但是当主滑动面为一水平面时， K_p 、 K_s 、 K_c 三者的数值是相同的。

大坝的稳定问题，实质上是坝基的变形和强度问题，设计计算的主要目的，实质上是使基础的应力和位移在许可的范围之内。但目前还没有用允许位移表示的设计标准，这是需要进一步研究的问题。从铜街子工程石膏模型试验及有限元法计算成果来看，它与极限平衡法的计算结果一致。因此，不妨用极限平衡法求安全系数，用试验和有限元法求应力和位移，控制应力在许可范围之内，并与已建工程比较，判断位移值是否容许。

参 考 文 献

1、П.П. ЛАУПМАИ: УСТОЙЧИВОСТЬ ГИДРОСООРУЖЕНИЙ НА ФИЛЬТРУЮЩЕМ ПЕСЧАНОМ ОСНОВАНИИ, ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО, 1933, 1

2、K、G 斯塔格等：《工程实用岩石力学》，地质出版社1978年。

3、潘家铮：关于拦河坝的抗滑稳定安全度问题，《水利水电技术》，1981年5月。

4、水利电力部科学研究所，中国科学院地质研究所：《水利水电工程地质》，科学出版社，1974年。

5、潘家铮：《水工结构分析文集》，电力工业出版社，1981年。

(上接第24页)

件下，应尽量维持天然河道的原泄流排沙状态。

(三) 在河流弯道上布置取水建筑物时，最好使进水闸轴线与拦河闸轴线成一定的交角，取侧向引水方式。取水口应布置在弯道末端凹岸，充分利用环流作用排沙。在无理想的河道弯段时，应采取必要的措施，以改变水流的流向形成弯道环流的流线后，再结合布置取水口(参见图5)。

(四) 建在软基上的护坦，其消能方式、护坦长度、平面扩散角、出射坡度、末端齿墙深度及其防护方法等，均需通过水工模型试验，审慎选定。这是关系到拦河闸能否安全运行的关键问题。如果护坦布置适当，可大大减小下游河床冲刷坑和护坦末端贴壁冲刷的深度。在底沙多而粒径粗大的渔子溪上，实践证明；拦河闸下游的消能方式，采取急流消能是十分恰当的。

(五) 从多年运行实践看，在渔子溪这类山溪性河流上修建挡水和取水建筑物，为了得到较好的引水防沙效果，除了充分认识和利用河流的自然特点，将水力枢纽工程布置得尽可能合理外，还须在枢纽建筑物的运行方式上采取适当的步骤，以适应河流的特点和建筑物的特性，使建闸后上、下游河道的变形，不致向不利于建筑物安全运行的方向发展。为此，一定要很好选择合理的运行方式，主要途径是：通过模型试验来选定，并在运行实践中不断地总结、提高和完善。