

黄河小浪底水电站尾 水岔管水力试验研究*

季 奎 马跃先 刘国昌 张 键

(郑州工学院水环系 450002)

摘 要: 通过模型试验研究, 对小浪底水电站原尾水岔管体型进行了修改, 减小水力损失, 每年可多发千万 kwh 电, 年效益达百万余元。

关键词: 尾水岔管, 弱水跃, 绕流

中图分类号: TV13

前 言

黄河中游, 是黄河将要出谷前的最后一个高坝枢纽, 控制黄河流域面积的 95% 与总流量的 92.2%, 枢纽由 167 米高的斜墙堆石坝, 泄洪排沙洞, 溢洪道, 引水道, 电站厂房等建筑物组成, 水电站装有 30 万千瓦水轮发电机组 6 台, 地下式厂房, 为了对原设计方案进行验证, 水电站的整体引水系统的水力试验在郑州工学院水环系水利馆大厅内进行, 历时二年多, 圆满地完成了试验要求的各项内容。

由于试验内容较多, 本文仅对其无压尾水岔管的体型及其水流状态给予比较分析。

1 原设计岔管方案的测试与分析

小浪底水电站装 6 台机组, 而尾水洞为三条, 即两台机组尾水出口交汇由一条无压城门洞型尾水洞排出。

由于厂房为地下式厂房, 从地下结构要求减小岔管处之跨度对结构有利, 因对称型的岔管岔档处跨度太大, 故选用非对称型的 Γ 型岔管, 原设计的岔管体型尺寸如图 1 所示:

有关这种非对称的 Γ 型岔管水流特性在现有的文献中很难找到, 小浪底水电站又是一个装机容量达 180 万千瓦的大型水电站, 如果对岔管的水流状态有所改善将会带来很大的经济效益。

通过试验发现原设计岔管的交角 90° 而外曲率半径 $R=4.5$ 米的体型对水流条件不利, 由

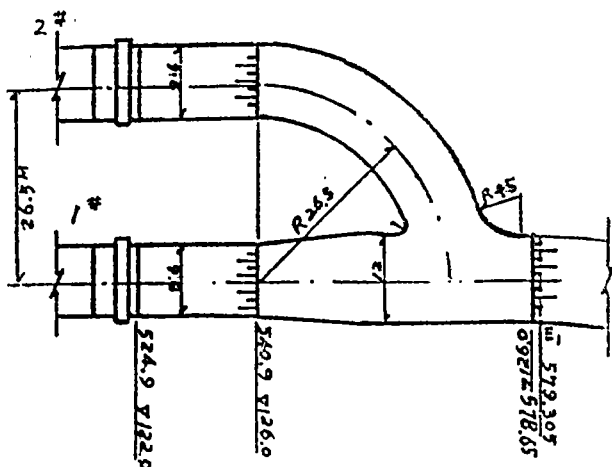


图 1 原设计方案尺寸图

* 参加本试验工作的还有: 王中太、杨玲霞、马家敏、刘文立、程大鹏、杜云天等

收稿日期: 1995-04-10

于交角太大而且外半径太小而在交汇处下游水流形成一个明显的表面“弱水跃”。

当只开 1[#]机时由于没有 2[#]机尾水水流交汇的影响, 整个岔管段水面比较平稳, 水面波动也小, 水面落差 ΔH 是随下游水位的下降而增大, 但最大值也只有 $\Delta H=0.24$ 米, 各种流量下之实测数值如表 1

表 1 1[#]机开启时不同流量下的水位实测数值

库水位 $H_{上}(m)$	流量 $Q(m^3/s)$	闸后水位 $H_{下}(m)$	岔管 D 角处最低水位		
			点号	水位(m)	落差 $\Delta H(m)$
251.00	300.00	139.36	D_9	139.30	0.12
252.00	300.00	132.76	D_9	133.48	0.22
254.00	318.00	139.55	D_9	139.60	0.08
272.00	264.00	132.62	D_9	133.24	0.24
274.00	261.00	140.60	D_9	140.70	0.00
275.00	266.00	134.65	D_9	134.66	0.22

附注: $\Delta H=H_{n8}-H_{n9}$, ΔH 为 2[#]尾水管外边墙处的最大水面差。

当只开 2[#]机时, (1[#]机关闭) 尾水进入岔管后左转流入弯道沿左边岸墙形成水面降落, 并且随下游水位的下降而加大, 最大值 $\Delta H=1.45$ 米, 且当水流进入岔管段受对面边墙阻挡, 形成水面略有上升的现象, 最高上升达 0.5 米, 实测数值如表 2。

表 2 2[#]机开启时不同流量下的水位实测数值

库水位 $H_{上}(m)$	流量 $Q(m^3/s)$	闸后水位 $H_{下}(m)$	岔管 D 角处最低水位		
			点号	水位(m)	落差 $\Delta H(m)$
251.00	300.00	139.38	D_8	139.20	0.35
252.00	302.57	132.76	D_8	132.50	1.45
254.00	318.00	139.54	D_8	139.45	0.35
272.00	266.00	132.62	D_8	132.40	1.10
274.00	273.20	140.60	D_8	140.30	0.45
275.00	266.00	134.70	D_8	134.10	0.85

附注: $\Delta H=H_{n6}-H_{n8}$ 。

当同时开启 1[#]及 2[#]机组时, 流量加大, 流速势必增加, 加之受岔管绕流的影响, 产生局部“弱水跃”, 由于有绕流 D 角边墙局部则有负流速, 负流速达 1 米/秒, 水面降落 $\Delta H=3.4$ 米, 水面扭曲严重。实测数据如表 3。同时尾水闸门槽内水位波动较大, 可能对今后的机组运行稳定性不利。

表 3 1[#]、2[#]机同时开启时的水位实测数值

库水位 $H_{上}(m)$	流量 $Q(m^3/s)$	闸后水位 $H_{下}(m)$	岔管 D 角处最低水位		
			点号	水位(m)	落差 $\Delta H(m)$
230.00	528.00	138.88	D_{10}	138.40	1.2
248.10	612.0	133.35		133.70	3.4
251.00	612.0	139.32	D_9	138.80	1.2
254.00	644.00	139.56	D_9	139.00	1.4
274.00	522.00	140.60	D_9	140.40	0.7
275.00	502.00	134.65	D_9	134.00	2.44
275.00	532.00	134.65	D_9	134.00	2.50

附注: 落差 $\Delta H=H_{n6}-H_{n9}$ (或 H_{n10})

从实测的流速分布上也可以看出, 在只开 1[#] 机时在岔管段流速分布比较均匀, 当只开 2[#] 机时右侧流速大于左侧流速, 并且在低水位时, 左侧的局部产生表面绕流, 而当两台机同时开启时右侧流速也有所偏大, 但不明显, 而左侧局部表面绕流流速加大, 形成表面“弱水跃”流速分布不均, 大小流速比大于 2。

为了改善水流状态, 减小水力损失, 对原设计方案体型必须进行修改。

2. 修改后的岔管方案测试与分析

由于地质等因素尾水洞不能改动, 故只能在岔管的体型方面给予修改, 我们曾先后分别做了四个修改方案进行测试, 其中第二修改方案相对其它方案性能最佳, 现仅将第二修改方案介绍于后:

将原设计方案的相交角 90° 改为 60° , 外曲率半径改为 $R = 15.4$ 米, 内曲率半径 $R_{\text{内}} = 20.0$ 米如图 2。

由于加大了左侧外曲率半径, 表面水跃消失, 交汇处流态有较大改善, 即使下游为低水位时也不产生“弱水跃”, 各方案的测试结果见下图 3。

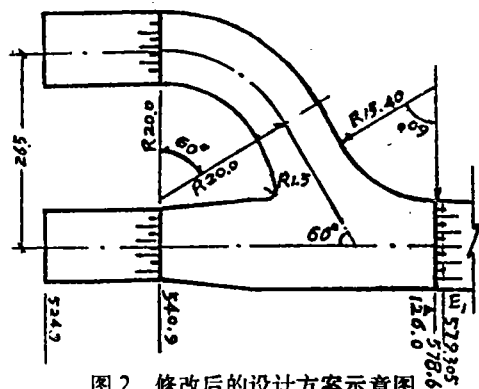


图 2 修改后的设计方案示意图

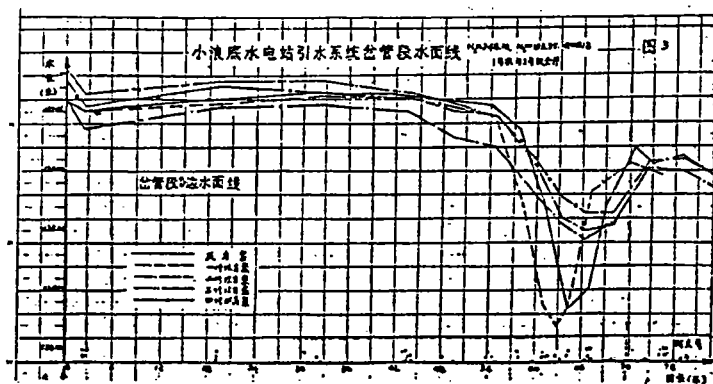


图 3 各方案测试结果

由图 3 可见第二修改方案较原设计方案在岔管处水位平均下降 0.2 米, 如果按年运行 3000 小时, 则整个水电站每年可以多发近千万度电, 年增加收入可达百万元以上, 这是一项可观的经济效益。

3. 对小浪底水电站尾水岔管体型的评价

对一个能源水利工程而言, 当然是水力损失越小越好, 同样, 对小浪底水电站尾水岔管体型的评价也应遵此原则。

由于从下结构角度考虑, 小浪底水电站尾水岔管采用 U 型这种体型, 跨度最小, 对结构有利。

两条尾水交汇, 变成一条明流洞, 其能量平衡方程式如下:

$$rQ_1\left(Z_1 + \frac{p_1}{r} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right) + rQ_2\left(Z_2 + \frac{p_2}{r} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g}\right) = rQ_3\left(Z_3 + \frac{p_3}{r} + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g}\right) + rQ_1 h_{w_{1-3}} + rQ_2 h_{w_{2-3}} \quad (1)$$

由于 $Q_1 + Q_2 = Q_3$, 而 $P_1 + P_2 = P_3 = P_a$

因此可以写出如下方程:

$$rQ_1(Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - Z_3 - \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} - hw_{1-3}) + rQ_2(Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - Z_3 - \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} - hw_{2-3}) = 0$$

式中每一项是表示一支流输入与输出能量差, 不可能一项为正, 另一项为负, 而 Q_1 及 Q_2

不等于零, 则必然

$$Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - Z_3 - \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} - hw_{1-3} = 0$$

$$Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - Z_3 - \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} - hw_{2-3} = 0$$

因此

$$hw_{1-3} = Z_1 - Z_3 + \frac{\alpha_1 V_1^2 - \alpha_3 V_3^2}{2g}$$

$$hw_{2-3} = Z_2 - Z_3 + \frac{\alpha_2 V_2^2 - \alpha_3 V_3^2}{2g}$$

上式中除了 α 值无法直接测得外其它数据都可以从过水断面测得。

α 值的决定根据教科书中常用的公式有:

$$\alpha = \frac{\int u^3 dA}{V^3 \cdot A}$$

在每个过水断面不同位置测十五个点的流速, 用加权平均法计算 α 值, 代入上式计算 hw 值。

$$\text{由 } hw = \xi \frac{V_3^2}{2g} \quad \text{知} \quad \xi = hw / \frac{V_3^2}{2g}$$

取 ξ 的平均值, 则

$$\text{原方案} \quad \xi_{1cp} = 0.18 \quad \xi_{2cp} = 0.432$$

$$\text{第二修改方案} \quad \xi_{1cp} = 0.09 \quad \xi_{2cp} = 0.23$$

可见, 第二修改方案的水力损失系数只有原方案的一半。

评价一个岔管需要用单一参数来进行比较, 方能明确, 我们同样可以写出如下能量平衡方程式

$$rQ_1(Z_1 + \frac{p_1}{r} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}) + rQ_2(Z_2 + \frac{p_2}{r} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g}) = rQ_3(Z_3 + \frac{p_3}{r} + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g}) + rQ_3 hw \quad (2)$$

比较式(1)及式(2)则可写出

$$rQ_3 hw = rQ_1 hw_{1-3} + rQ_2 hw_{2-3}$$

$$hw = \frac{Q_1}{Q_3} hw_{1-3} + \frac{Q_2}{Q_3} hw_{2-3}$$

$$\text{如果我们都用 } hw = \xi \frac{V_3^2}{2g} \text{ 表示}$$

$$\text{则可写 } \xi = \frac{Q_1}{Q_3} \xi_1 + \frac{Q_2}{Q_3} \xi_2$$

则小浪底型岔管的总水力损失系数($Q_1 + Q_2 = Q_3$, $Q_1 = Q_2$)

原方案 $\xi = 0.5 \times 0.18 + 0.5 \times 0.432 = 0.306$

第二修改方案, $\xi = 0.5 \times 0.091 + 0.5 \times 0.23 = 0.161$

由此水力损失系数可知, 小浪底尾水岔管体型水力损失并不算大, 除此之外, 若一台机运行时, 可以开水力损失小的 1[#]机组, 这是本岔管的特有优点。

4. 尾水洞加盖封闭后的水力测试分析

为了更符合原型的实际情况, 在模型尾水洞上加盖成为一个封闭的地下洞室。

封闭后水面以上至洞顶空间受到限制, 会不会出现明满流交替是此项试验的重点。

测试结果, 在恒定流时, 所有各测点水位与开敞时所测水位相一致, 没有变化。

根据黄委会提供突然开机时间 $T_s = 10.8$ 秒进行突然开机试验, 目的是测试会不会出现明满交替流。由于 2[#]机的水流条件差, 其水力损失比 1[#]大, 因此我们选用 2[#]机作突开进行涌浪试验。所选测试工况为下游水位最高, 过流量最大, 上游水位也最高的运行工况, 因为这样最具代表性。在测试前 1[#]机为满负荷, 2[#]机过流量为 $50\text{m}^3/\text{s}$, 待稳定后突然将 2[#]相当原型机开机时间 10.8 秒由 $Q = 50\text{m}^3/\text{s}$ 升到 $Q = Q_{\max}$, 根据所测的几组情况看, 突然开启一台未发现明满交替流现象。

根据设计院要求, 同时突开两台机, 开机时间也是原机 10.8 秒, 首先 1[#]及 2[#]机都是 $Q = 50\text{m}^3/\text{s}$, 待稳定, 两台机同时突然开启, 测其涌浪, 根据测试结果, 两台机同时突然开启时在尾水岔管交汇处为满流, 但进入坡道后即变为明流, 而且当时间比 10.8 秒慢很多时, 也会出现满流。虽然这种运行工况在实际运行时不会出现, 但在今后运行规程上也应明确指出, 不允许并列两台机在相隔很短的时间内同时开启。

除做突然开机实验外, 还做了突然关机实验, 其目的是测量下游可能出现的最低水位, 在 $H_{\text{上}} = 254$ 米, $H_{\text{下}} = 132.72$ 米, 关机时间 $T_s = 8.41$ 秒时, 流量由 $200\text{m}^3/\text{s}$, 突关, 其下游最低水位为 130.24 米, 高于机组安装高程。

参 考 文 献

- 1 水力学, 上下册, 成都科技大学水力学教研室主编 (第二版) 1985年5月, 高教出版社, 1975年
- 2 Separation zone at open-channel Junctions will. H. Hager
- 3 水工手册 水利水电出版社 1992年第二版
- 4 左东启等编著, 模型试验的理论和方法 1984.8
- 5 王中太编(讲义), 相似理论与模型试验 1987.8

Hydraulic Experiment Investigation of the Junction on the XiaoLangDi Water Powter Plant

Ji Kui Ma Yaoxian Liu Guochang Zhang Jian

Abstract: According to model tests, the shape of the junction, which is designed originally in the tailrace of XiaoLang Di water power station, has been revised. With the junction modified, head loss can be reduced only by which additional ten million KWH a year, amounting to the economical benefit of more than a million yuan can a year be produced.

Keyword: tailrace junction, weakjump, passing flow