

# 小石峡水电站溢洪道消能工优化试验

李琳<sup>1,2</sup>, 葛旭峰<sup>1,2</sup>, 谭义海<sup>1,2</sup>, 许史<sup>3</sup>, 邱秀云<sup>1,2</sup>

(1. 新疆农业大学水利与土木工程学院, 新疆 乌鲁木齐 830052;

2. 新疆农业大学农业节水与水资源研究中心, 新疆 乌鲁木齐 830052; 3. 新疆水利水电勘测设计研究院, 新疆 乌鲁木齐 830000)

**摘要** 通过新疆维吾尔自治区库马拉克河小石峡水电站溢洪道水力学模型试验, 对其原设计方案的消能工结构形式进行了优化。试验表明, 消力池段在通过设计流量 30 年一遇洪水  $1\,856.20\text{ m}^3/\text{s}$  时, 池内不能形成完整水跃, 水跃前后波动剧烈, 水流大量溢出, 原设计方案的边墙高度、池长均不能满足过流要求。提出采用减小消力池池深、设置分流趾墩-消力墩-低消能坎的综合式消力池代替原设计方案的常规消力池的修改方案, 在设计流量下进行泄水试验, 试验结果表明, 在分流趾墩、消力墩、低消能坎的联合作用下, 消力池内形成强迫水跃, 流态明显改善, 水跃长度减小, 跃后水深降低, 消能率提高。采用分流趾墩-消力墩-低消能坎的综合式消力池可有效缩短消力池池长, 降低边墙高度, 节省工程造价, 试验结果可为优化工程设计及其他同类工程优化消力池提供参考。

**关键词** 溢洪道; 消能; 试验研究; 小石峡水电站

**中图分类号** :TV651.1;TV653 **文献标识码** :B

**文章编号** :1006-7647(2011)04-0077-05

**Experimental study on optimization of energy dissipators in spillways of Xiaoshixia Hydropower Station** // LI Lin<sup>1,2</sup>, GE Xu-feng<sup>1,2</sup>, TAN Yi-hai<sup>1,2</sup>, XU Shi<sup>3</sup>, QIU Xiu-yun<sup>1,2</sup> (1. College of Water Conservancy and Civil Engineering, Xinjiang Agricultural University, Urumqi 830052, China; 2. Agricultural and Water Saving Research Centre, Xinjiang Agricultural University, Urumqi 830052, China; 3. Reconnaissance and Design and Research Institute of Water Conservancy and Hydropower of Xinjiang Uygur Autonomous Region, Urumqi 830000, China)

**Abstract** : The structural shape of the energy dissipator in the original design scheme was optimized based on the hydraulic model tests on the spillway of Xiaoshixia Hydropower Station on Kumalake River, Xinjiang. The model tests indicated that for the original design scheme, under the design flood discharge of  $1\,856.20\text{ m}^3/\text{s}$  with the return period of 30 years, complete hydraulic jumps could not be formed in the plunge pool, violent fluctuations occurred before and the hydraulic jumps, and water mostly overflowed. The height of side walls and the length of the plunge pool could not satisfy the flow discharge requirements. Through many groups of model tests, the depth of the plunge pool was reduced, and conventional plunge pool in the original design scheme was replaced by the synthetic plunge pool with baffle piers, baffle blocks and low dissipation sills. Model tests on the spillway were carried out under the design discharge of  $1\,856.20\text{ m}^3/\text{s}$ . The test results show that under the combined action of baffle piers, baffle blocks and low dissipation sills, forced hydraulic jumps have formed, and the flow pattern is obviously improved. Meanwhile, the length of the hydraulic jumps decreases and their second conjugate depth also decreases. The rate of energy dissipation has increased. To this end, under the premise of ensuring the rate of energy dissipation, the synthetic plunge pool with baffle piers, baffle blocks and low dissipation sills can effectively reduce the length of the plunge pool and the height of its side walls and to save the construction cost. The test results can be referred by the design of optimization projects and the optimization of plunge pools for other similar projects.

**Key words** : spillway; energy dissipation; experimental study; Xiaoshixia Hydropower Station

小石峡水电站工程由大坝、表孔溢洪道、导流兼深孔泄洪洞、发电引水洞及岸边式电站厂房组成。溢洪道布置在右岸, 采用开敞式。堰顶高程为  $1\,469.00\text{ m}$ , 设计泄量为  $2\,211.10\text{ m}^3/\text{s}$ , 校核泄量为  $3\,184.80\text{ m}^3/\text{s}$ 。进口控制段布置在右坝肩处, 控制段

后泄槽与坝轴线成  $64.54^\circ$  夹角。溢洪道由引渠段、控制段、渐变段、泄槽段、消能段组成。进口引渠长  $368.1\text{ m}$ , 底板高程为  $1\,466.00\text{ m}$ , 平坡, 宽  $44.0\text{ m}$ 。控制段长  $29.0\text{ m}$ , 采用驼峰堰, 堰顶高程为  $1\,469.00\text{ m}$ , 堰高  $3.0\text{ m}$ , 共 3 孔, 单孔净宽  $13\text{ m}$ , 设置弧形工作门

及平板检修门各 1 道。控制段边墙顶高程为 1483.30m。泄槽段长 320.7 m,前段纵坡  $i = 0.02$ ,长 241.0 m,底宽 34 ~ 44 m,后段纵坡  $i = 0.5$ ,长 79.7 m,底宽 34 m,边墙高 7.8 ~ 17.8 m。出口采用底流消能,消力池按 30 年一遇洪水标准设计,设计泄流量为  $1856.20\text{ m}^3/\text{s}$ 。底板高程为 1424.50 m,长 82 m,池深 7.5 m,底宽 34 m,边墙高度为 17.8 m,泄槽、消力池均为矩形断面,分离式结构,边墙采用扶壁式挡土墙。

由于库水位较高,库水位的变化对溢洪道消力池的水流流态和消能效果影响很大。因此,需通过水力学模型试验对设计方案进行验证,并根据试验结果优化消力池结构形式及尺寸,确定最终的消能方式及消能工尺寸。

1 模型设计及试验工况

按重力相似准则同时满足紊流阻力相似条件,进行电站溢洪道的整体模型设计,模型各物理量的比尺见表 1。溢洪道泄槽、消力池段以及导流洞有压段、明流段均用有机玻璃制作,模型糙率为 0.0076 ~ 0.0086,换算成原型为 0.014 ~ 0.016,与混凝土的糙率十分接近。其他建筑物均用水泥砂浆抹面,各建筑物根据糙率不同,采用表面拉毛加糙,或采用细沙密实加糙,以确保糙率相似。

表 1 模型各物理量比尺关系

| 比尺名称 | 公式                            | 采用比尺     |
|------|-------------------------------|----------|
| 几何比尺 | $\lambda_l$                   | 58.333   |
| 流量比尺 | $\lambda_Q = \lambda_l^{2.5}$ | 25988.77 |
| 流速比尺 | $\lambda_v = \lambda_l^{0.5}$ | 7.64     |
| 时间比尺 | $\lambda_t = \lambda_l^2$     | 197      |
| 糙率比尺 | $\lambda_n = \lambda_l^{1/6}$ | 1.97     |

模型由上游水库供水,上游水库设有消浪前池和稳水栅,以确保上游水库进入模型的水流平稳。下游河道水位通过尾水闸板的开度来控制。模型供水由矩形薄壁堰计量控制,电站流量亦由另一矩形薄壁量水堰计量控制。上、下游水位由水位测针量测。各部位的水流流速由旋桨式螺旋测速仪进行量测,压强由测压管测读。水工整体模型试验工况见表 2。

表 2 水工整体模型试验工况

| 洪水类别     | 设计库水位/m | 设计泄流量/<br>( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ) | 下游水位/m  |
|----------|---------|------------------------------------------------|---------|
| 设计洪水     | 1480.00 | 2348.85                                        | 1437.10 |
| 校核洪水     | 1481.65 | 3184.82                                        | 1437.73 |
| 30 年一遇洪水 | 1477.78 | 1856.20                                        |         |

2 消能工方案优化

2.1 原设计方案试验

原设计方案消力池布置见图 1。通过试验发现,

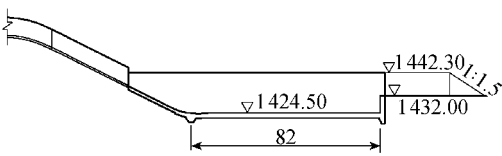


图 1 原设计方案溢洪道消力池结构布置(单位:m)

当溢洪道泄流量为  $1402.60\text{ m}^3/\text{s}$ ,小于消力池设计流量  $1856.20\text{ m}^3/\text{s}$  时,池内跃后水深基本与边墙同高,时而有水流溅出池外;当泄流量达到设计流量  $1856.20\text{ m}^3/\text{s}$  时,消力池内水流翻腾滚动,流态恶化,水跃前后脉动剧烈,跃出池外,池内最大水深为 19.83 m,水位为 1444.33 m,高出边墙顶高程 (1442.30 m) 水流翻出边墙;当溢洪道宣泄设计洪水和校核洪水时,由于设计边墙偏低,加之池内无法形成完整水跃,水流顶冲消力池末端后激起涌浪达 21.34 m,比消力池边墙高出 3.5 m,池内流态进一步恶化,消力池出口至下游明渠段及河道内产生周期性的涌浪,涌浪高度随库水位的升高而增大。

试验结果表明,原设计方案的边墙高度、池长均不能满足过流要求。分析设计方案与试验结果差异显著的原因是当前广泛使用的水跃长度计算公式,该公式主要是基于矩形棱柱体水平明渠推导出的水跃方程来计算水跃的共轭水深,并以此来计算水跃跃长。而该溢洪道消力池上游与陡坡段连接,入池水流在跃前过水断面上不满足推导水跃方程所提出的假设条件,即跃前断面水流应满足渐变流的条件。

鉴于原设计方案不满足泄流和消能要求,且消力池内水流脉动剧烈,强烈紊动产生的压力脉动可能诱发护坦的振动和破坏,并使结构产生随机振动。因此,需要通过试验对消力池体形及尺寸进行优化。

2.2 修改方案试验

2.2.1 修改方案

根据消力池原设计方案的试验结果,修改方案试验从调整边墙高度、池长、池深以及增设辅助消能工<sup>[1-5]</sup>等不同措施出发,按照设计流量 30 年一遇洪水  $1856.20\text{ m}^3/\text{s}$  对消力池进行了 20 多种不同修改方案的试验,根据修改方案的思路不同,将其概括为有代表性的 6 种方案,列于表 3。

2.2.2 试验结果及分析

在原设计方案基础上,方案 1 将消力池池长由 82 m 增至 95 m,边墙高度不变。在设计流量  $1856.20\text{ m}^3/\text{s}$  时,水流脉动剧烈,池内跃后水深为 19.47 m,水流翻出边墙,水跃跃出池外。试验结果表明,消力池池长和边墙高度仍不能满足泄流要求。在方案 1 的基础上,方案 2 增加消力池池长至 110 m,边墙高度由 17.8 m 增高到 22.0 m,在设计流量下进行试验,从图 2 中可以看出,水流在消力池内

表 3 消力池修改方案

| 方案 | 池长/m | 池深/m | 跃后水深/m | 消力墩 |              | 分流趾墩 |              | 消能坎  |              |
|----|------|------|--------|-----|--------------|------|--------------|------|--------------|
|    |      |      |        | 排数  | 位置           | 排数   | 位置           | 坎高/m | 位置           |
| 1  | 95   | 7.5  | 19.47  | 0   |              | 0    |              | 0    |              |
| 2  | 110  | 7.5  | 19.40  | 0   |              | 0    |              | 0    |              |
| 3  | 110  | 7.5  | 19.25  | 1   | 0 + 332.66 m | 0    |              | 0    |              |
| 4  | 70   | 7.5  | 19.23  | 1   | 0 + 343.99 m | 0    |              | 0    |              |
| 5  | 70   | 4.5  | 17.52  | 1   | 0 + 332.66 m | 0    |              | 3    | 0 + 402.66 m |
| 6  | 70   | 4.5  | 16.30  | 1   | 0 + 338.78 m | 1    | 0 + 324.85 m | 2    | 0 + 402.66 m |

形成完整水跃,水跃发展充分,漩滚区水流大量掺气,呈乳白状泡沫,跃后区较清晰,水跃跃后断面距消力池端约 15 m,跃后水深为 19.40 m,小于边墙高度(22 m),无水流翻出池外。根据实测流速值计算消力池内计入掺气时的水深约为 21 m。因此,池长 110 m、池深 7.5 m 和边墙高度 22 m 可以满足设计泄流要求。但是,受工程所处位置地质条件的限制,修建 20 m 以上的扶壁式挡土墙难度较大,需通过试验进一步降低消力池内的水深即跃后水深。



图 2 溢洪道消力池池长 110 m、边墙加高时水流流态

有关文献<sup>[6-8]</sup>指出,池内加设消力墩,在达到同样的消能效果前提下,可缩短池长,降低边墙高度。因此,在方案 2 的基础上,根据《水力计算手册》<sup>[9]</sup>计算消力墩的尺寸和安装个数,在泄槽陡坡段末端消力池进口 0 + 332.66 m 处设置 1 排(5 个)高度为 3.5 m 的梯形消力墩,即为方案 3。通过试验可观测到,加设消力墩后,消力池内形成强迫水跃,跃首可稳定在陡坡末,水跃纵向摆动减小,跃长明显缩短(约为 68 m)。但由于墩子距池上游坡脚较近,跃首涌浪较高,消力池末水面波动仍较大,跃后水深有所减小(约为 19.25 m),但仍高于边墙设计高度。为了解决池内水面波动剧烈的问题,将消力池池长减小至 70 m,将消力墩位置由消力池入口 0 + 332.66 m 移至 0 + 343.99 m 处进行试验(方案 4),发现水跃长度和跃后水深大小基本不变。方案 3 和方案 4 的试验结果表明,由于增设消力墩后水流阻力增大,水跃向上游移动,淹没度增大,所以增设消力墩对缩短消力池池长有明显效果,但是单独设置消力墩及其位置变化对跃后水深的影响很小。

在方案 4 的基础上,将消力池池深由 7.5 m 减小至 4.5 m,在消力池出口护坦上设置高度为 3 m 的

梯形消能坎,坎顶高程为 1 435.00 m,将原消力池改成综合式消力池(方案 5),如图 3 所示。试验结果表明,溢洪道泄量为 30 年一遇洪水时,消力池内形成稍有淹没水跃,陡坡段下泄水流掺气充分,呈乳白色,跃后水面平稳,池长满足要求。消力池后,水面无涌浪。消力墩所在断面水面稍有壅高,池内跃后水深为 17.52 m,小于设计边墙高度(17.8 m)。在消力墩尺寸、个数、安装位置以及消力池池长相同但池深不同时,降低池深后的消力池内水跃跃后水深明显小于池深降低前(即池深 7.5 m)的水深。根据矩形断面收缩水深计算公式<sup>[9]</sup>可知,降低池深即消力池底板抬高后,收缩水深增大,共轭水深减小,所以跃后水深减小。

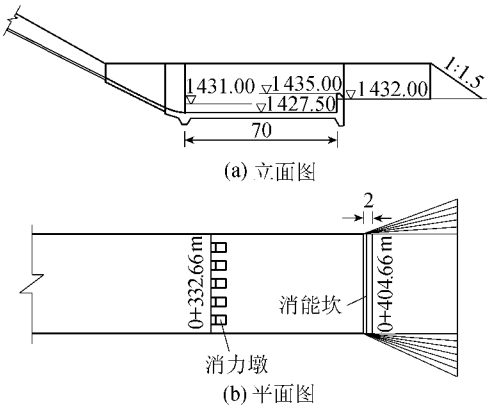


图 3 方案 5 溢洪道消力池结构布置(单位:m)

方案 5 消力池宣泄设计流量为 1 856.20 m<sup>3</sup>/s 时,墩前消力池入口流速为 17.8 m/s,大于规范<sup>[10]</sup>规定的 16 m/s。为了验证消能工是否会发生空蚀破坏,在不同消力墩的墩顶、边壁、斜面以及消力池底板上安装测压管,具体布置形式见图 4。实测表明,设计流量 1 856.20 m<sup>3</sup>/s 时,③号消力墩的左侧边墙和②号消力墩的顶面均出现了较大的负压,最大测压管水头值为 - 8.9 m。由于消力墩安装在消力池入口处,入池流速较大,使消力墩上产生较大负压,应对方案 5 进行修改。

在方案 5 的基础上,方案 6 在泄槽陡坡段末端 0 + 324.85 m 处设置三角体分流趾墩,将消力墩移至 0 + 338.78 m 处,梯形消能坎改为矩形消能坎方式,消能坎坎高降至 2 m,设置 1 排(7 个)分流趾墩(图 5)。

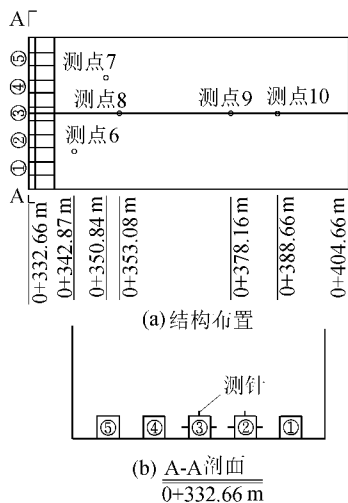


图4 方案5消力墩及消力池底板测压管结构布置

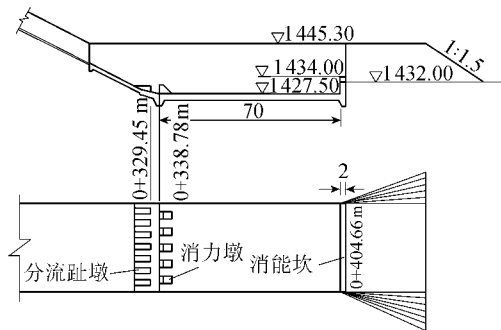


图5 方案6消力池及分流趾墩结构布置(单位:m)

试验结果表明,溢洪道泄量为30年一遇洪水时,分流趾墩起到了增加阻力、稳定水跃、加大淹没度的作用。消力池内形成稍有淹没水跃,与无趾墩仅安装1排消力墩时相比,分流趾墩将陡坡水流分为部分贴壁流以及部分竖向、纵向扩散水舌,减少了入池水能量。同时,经过分流趾墩所形成的若干抛物线轨迹水股,改变并加大了水股入水角度,将原来沿池底冲入消力池的水流方向变为下落方向,使水跃消能变为水垫消能。与方案5相比,方案6消力池内流态较平稳(图6),受分流趾墩和消力池末端消能坎降低的影响,消力池内水深明显降低,跃后水深为16.3m,小于设计边墙高度(17.8m)。另外,受分流趾墩和消力墩的阻滞作用,消力池入口最大流速为13.78m/s,小于消力池内增设辅助消能工时的消力池允许的入池流速(16m/s)。在消力池设



图6 方案6消力池内水流流态

计流量下,实测表明消力墩上各面的负压值大幅度减小,仅在③号消力墩墩顶上有负压,测压管水头值为-3.09m,其他各个面上均为正压。与加分流趾墩前(方案5)相比,消力池底板上大部分测点的压强值有所减小,这是由于分流趾墩分散了入池水流,减小了作用于底板上的压强。

方案1~6试验结果表明,增加消力池池长和边墙高度可以满足宣泄设计流量的要求,但是工程造价随之增加,而且池内水流脉动较大,可能引起建筑物震动破坏。单独设置辅助消能工——消力墩可明显缩短消力池池长,但是对于改善消力池流态、降低跃后水深作用较小,当消力池入口流速较大时,消力墩上负压很大,可能会引起消能工的空蚀破坏。减小消力池池深、设置消能坎、安装分流趾墩、联合消力墩的综合消力池可有效改善消力池内流态、降低跃后水深、缩短消力池长。因此,建议采用方案6对原设计方案进行修改。但该方案下,个别消力墩墩顶上仍有负压,应采用抗空蚀性能好的材料或适当工程措施进行防护。

### 2.2.3 原设计方案与方案6消力池消能率对比

以消力池宣泄设计流量1856.20m³/s、设计洪水和校核洪水3种工况为例,计算修改方案前后消力池的消能率。计算公式如下,计算结果见表4。

$$K_j = \frac{\Delta E_j}{E_1} \times 100\%$$

其中

$$\Delta E_j = E_1 - E_2 - d$$

$$E_1 = h_1 + \frac{Q^2}{2gA_1^2}$$

$$E_2 = h_2 + \frac{Q^2}{2gA_2^2}$$

表4 原设计方案与方案6消力池消能率对比

| 洪水标准  | 方案    | 水深/m  |       | 平均流速/(m·s <sup>-1</sup> ) |       | 断面能量(水头)/m |       | 消能率/% |
|-------|-------|-------|-------|---------------------------|-------|------------|-------|-------|
|       |       | $h_1$ | $h_2$ | $v_1$                     | $v_2$ | $E_1$      | $E_2$ |       |
| 30年一遇 | 原设计方案 | 4.30  | 5.79  | 14.91                     | 10.06 | 60.64      | 29.96 | 50.60 |
| 30年一遇 | 方案6   | 4.05  | 3.70  | 15.53                     | 11.83 | 49.12      | 23.16 | 52.85 |
| 设计洪水  | 原设计方案 | 5.59  | 7.42  | 15.04                     | 11.06 | 62.12      | 32.67 | 47.41 |
| 设计洪水  | 方案6   | 4.68  | 4.68  | 15.53                     | 14.67 | 49.29      | 23.68 | 51.95 |
| 校核洪水  | 原设计方案 | 6.75  | 10.52 | 15.59                     | 11.78 | 64.14      | 36.60 | 42.94 |
| 校核洪水  | 方案6   | 6.19  | 6.41  | 16.09                     | 13.24 | 50.23      | 24.85 | 50.52 |

式中: $E_1, E_2$  分别为跃前、跃后断面的水流总能量; $\Delta E_j$  为水跃段(消力池段)的消除能量; $h_1, h_2$  分别为跃前、跃后断面的水深; $A_1, A_2$  分别为跃前、跃后断面面积; $d$  为消力池池深。

从表 4 中可以看出,方案 6 的消能率比原设计方案高,一方面是因为下泄水流在遇到分流趾墩时将水流横向分割,坎上水流呈挑射之势,坎下顺势而下,使水流在进入消力池前就进行了充分扩散,实现了水流的剧烈混掺流态;另一方面是布设在消力池中的消力墩对行进水流再次进行阻滞、碰撞消能。方案 6 提高了消能效果,其消能效率达到了 50.52%~52.85%。

3 结 语

新疆维吾尔自治区库马拉克河小石峡水电站溢洪道消力池设计方案试验结果表明,消力池段在通过设计流量 30 年一遇洪水 1856.20 m<sup>3</sup>/s 时,池内水流紊乱,水跃前后波动剧烈,水流大量溢出,原设计方案的边墙高度、池长均不能满足过流要求。笔者通过多组次试验研究,对其消力池结构形式进行了优化,并得出以下结论:

a. 原设计方案的池长、边墙高度不足,增加消力池池长和边墙高度可以满足宣泄设计流量的要求,但是工程造价随之增加,而且池内水流脉动较大,可能引起建筑物震动破坏;另外边墙高度过高时对工程地质条件要求较高,增加了修建挡土墙的难度。所以增加池长和边墙高度并不是优选方案。

b. 单独设置辅助消能工——消力墩可明显缩短消力池池长,但是对于改善消力池中的水流流态、降低跃后水深无能为力,当消力池入口流速较大时,

可能会引起消能工的空蚀破坏。

c. 减小消力池池深、设置消能坎、安装分流趾墩联合消力墩的综合消力池可有效改善消力池内的水流流态、降低跃后水深、缩短消力池长。因此,在保证一定消能率的前提下,采用该方案可有效缩短池长,降低边墙高度,节省工程造价,试验结果可为优化工程设计及其他同类工程优化消力池提供参考。

参考文献:

[ 1 ] 黄秋君, 吴建华. 收缩式消能工的研究现状及进展[ J ]. 河海大学学报: 自然科学版, 2008, 36( 2 ): 219-223.  
[ 2 ] 张宗孝, 郭雷, 谭立新. 消能井内消能工直径优化试验[ J ]. 水利水电科技进展, 2008, 28( 5 ): 54-57.  
[ 3 ] 王承恩, 张建民, 李贵吉. 阶梯溢洪道的研究现状及展望[ J ]. 水利水电科技进展, 2008, 28( 6 ): 89-93.  
[ 4 ] 陈忠儒, 陈义东. 窄缝式消能工的水力特性及其体型研究[ J ]. 水利水电科技进展, 2003, 23( 2 ): 25-29.  
[ 5 ] 姜绍撑. 高岭头二级电站拱坝溢洪道设计[ J ]. 河海大学学报: 自然科学版, 2002, 30( S1 ): 12-14.  
[ 6 ] 花立峰. 辅助消能工的水力特性及在闸下低佛氏数水跃消能中的应用[ J ]. 水利水电工程设计, 2009( 1 ): 42-44.  
[ 7 ] 李建中, 宁利中. 高速水力学[ M ]. 西安: 西北工业大学出版社, 1994: 55-75.  
[ 8 ] 罗周, 罗肇烽. 平台扩散水跃消能及辅助消能工在溢洪道上的应用[ J ]. 人民珠江, 1995( 3 ): 29-34.  
[ 9 ] 李炜. 水力计算手册[ M ]. 北京: 中国水利水电出版社, 2006: 131-134.  
[ 10 ] SD 133—1984 水闸设计规范[ S ].

( 收稿日期: 2010-12-20 编辑: 方宇彤 )

( 上接第 40 页 )

[ 6 ] BUDYKO M I. The heat balance of the earth 's surface[ M ]. Washington, D.C.: US Department of Commerce, 1958.  
[ 7 ] MILLY P C D. An analytic solution of the stochastic storage problem applicable to soil water[ J ]. Water Resources Research, 1993, 29( 11 ): 3755-3758.  
[ 8 ] MILLY P C D. Climate, soil water storage, and the average annual water balance[ J ]. Water Resources Research, 1994, 17( 1/2 ): 2143-2156.  
[ 9 ] KOSTER R D, SUAREZ M J. A simple framework for examining the inter-annual variability of land surface moisture fluxes[ J ]. Journal of Climate, 1999, 12( 7 ): 1911-1917.  
[ 10 ] ZHANG L, POTTER N, HICKET K. Water balance modeling over variable time scales based on the Budyko framework-modeled development and testing[ J ]. Journal of Hydrology, 2008, 360( 1/2/3/4 ): 117-131.

[ 11 ] 孙福宝, 杨大文, 刘志雨, 等. 基于 Budyko 假设的黄河流域水热耦合平衡规律研究[ J ]. 水利学报, 2007, 38( 4 ): 409-416.  
[ 12 ] 韩松俊, 胡和平, 田富强. 基于水热耦合平衡的塔里木盆地绿洲的年蒸散发[ J ]. 清华大学学报: 自然科学版, 2008, 48( 12 ): 2070-2073.  
[ 13 ] 杨汉波, 杨大文, 雷志栋. 任意时间尺度上的流域水热耦合平衡方程的推导与验证[ J ]. 水利学报, 2008, 39( 5 ): 610-617.  
[ 14 ] MAAYAR M E, PRICE D T, CHEN J M. Simulating daily, monthly and annual water balances in a land surface model using alternative root water uptake schemes[ J ]. Advances in Water Resources, 2009, 32( 9 ): 1444-1459.  
[ 15 ] 傅抱璞. 论陆面蒸发的计算[ J ]. 大气科学, 1981, 5( 1 ): 23-31.

( 收稿日期: 2010-11-19 编辑: 高建群 )