

## Soluções para Arranjos Hidrelétricos Não Convencionais – Estudo e Aplicação de um Vertedor Lateral

**Marcos Cristiano Palú**

Engevix Engenharia S.A  
marcos.palu@engevix.com.br

**José Junji Ota, André Luiz Tonso Fabiani**

UFPR – Universidade Federal do Paraná  
ota.dhs@ufpr.br, andre.dhs@ufpr.br

Recebido: 03/08/10 - revisado: 03/03/11 - aceito: 11/08/11

---

### RESUMO

A atual busca de viabilidade em empreendimentos hidrelétricos recorre em soluções técnicas que apresentem baixos custos de implantação e operação, além do atendimento aos requisitos ambientais. Somados estes fatores a implantação de aproveitamentos em sítios com características distintas dos comumente utilizados, há o surgimento de estruturas e arranjos atípicos. Dadas as referidas razões, estudos em estruturas não convencionais como vertedores laterais, tornam-se necessários para o desenvolvimento de projetos seguros, econômicos e com desempenho satisfatório. O presente trabalho apresenta metodologias de cálculo avaliadas através de modelagem física, tendo como referência os estudos efetuados na Usina Hidrelétrica Dardanelos, localizada no Mato Grosso. Ao final os resultados teóricos e experimentais são confrontados, apresentando-se os parâmetros e equações mais adequados para aplicação em estruturas semelhantes.

**Palavras-chave:** estruturas hidráulicas de controle, arranjos não convencionais, usinas hidrelétricas no Brasil.

---

### INTRODUÇÃO

A fonte hidrelétrica se constitui numa das maiores vantagens competitivas do país, por se tratar de um recurso renovável e com possibilidade de ser implementado pelo parque industrial brasileiro com mais de 90% de bens e serviços nacionais. Contudo ao possuir uma das mais exigentes legislações ambientais do mundo, o Brasil é condicionado a garantir que as hidrelétricas sejam construídas atendendo aos ditames do desenvolvimento sustentável.

Devido aos condicionantes físicos e ambientais os arranjos hidrelétricos acabam por se tornar cada vez menos convencionais. A busca por empreendimentos viáveis e rentáveis tem recorrido a soluções em estruturas hidráulicas não convencionais, visando menores custos de implantação e operação.

Considerando-se as limitações impostas, para a elaboração de um projeto financeira, ambiental e tecnicamente viável aos projetistas cabe a adoção de soluções atípicas, não abrangidas pelos critérios de projeto existentes. Para o atendimento dessas imposições são necessárias novas pesquisas que contemplem alternativas não convencionais, e destas

sejam extraídos novos parâmetros para projetos semelhantes.

O caso de estrutura hidráulica complexa a ser estudado é o presente na Usina Hidrelétrica de Dardanelos, no Rio Aripuanã, na cidade de Aripuanã no Mato Grosso, onde se tem um canal de aproximação associado a um vertedouro lateral extenso e com determinado trecho em curva.

O presente trabalho apresenta metodologias avaliadas no segmento reto do vertedouro lateral da referida usina, confrontando resultados teóricos e experimentais. Desta maneira este trabalho tem por finalidade auxiliar na escolha de parâmetros e metodologia para elaboração de projetos que utilizem estruturas de vertimento laterais semelhantes às empregadas no caso em estudo.

Cabe o comentário de que o vertedouro é um órgão vital de proteção da obra, sendo, portanto evidente o interesse em se definir a sua capacidade de descarga com precisão, bem como os níveis atingidos na passagem da cheia de projeto.

## VERTEDORES LATERAIS

Vertedores laterais são estruturas hidráulicas de controle utilizadas para descarregar a vazão de um canal principal para outro canal lateral (ou reservatório) quando o nível de água no canal principal excede a cota da crista do vertedouro.

A função mais comum de um vertedouro lateral é descarregar o fluxo de um canal prevenindo que a capacidade de jusante (seja em relação a níveis ou vazões) seja excedida. Um requisito usual desses vertedores é que sua função seja alcançada sem grandes acréscimos no nível de água no canal principal. Algumas aplicações usuais desta estrutura são canais navegáveis, estrutura de controle de rios, estações de água e esgoto e vertedores adicionais ou principais em reservatórios.

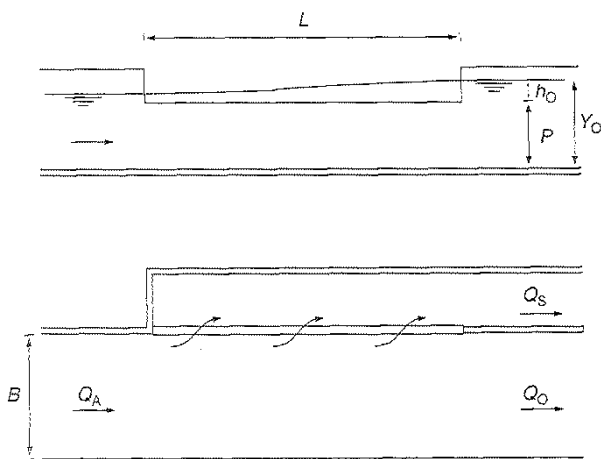
A Figura 1 apresenta o vertedouro lateral da barragem de Hoover nos EUA.



**Figura 1 – Vertedouro lateral na barragem Hoover – Lago Meads, Boulder City, Nevada – USA**

A principal característica hidráulica de um vertedouro lateral está no fato do fluxo atravessar a crista formando ângulos oblíquos (verificar Figura 2) e não ângulos retos, como nos vertedores convencionais (May et al., 2003).

Devido à locação do vertedouro em relação ao canal principal, este arrasta a porção de água que está mais próxima, gerando uma redistribuição do fluxo remanescente no canal principal. Como resultado tem-se um escoamento complexo com uma distribuição de velocidades tridimensional.



**Figura 2 – Vertedouro lateral e canal lateral sob escoamento subcrítico (May et al., 2003)**

Apesar de estas características dificultarem a análise destas estruturas, os métodos de projeto desenvolvidos e aceitos até hoje são baseados em descrições unidimensionais e simplificadas do fluxo. As aproximações consideradas são as seguintes:

- Qualquer curvatura do fluxo é considerada pequena suficiente para manter a variação de pressão hidrostática;
- A superfície da água em uma seção transversal no canal principal é horizontal (ainda que varie com a distância ao longo do canal), portanto a carga estática sobre a crista do vertedouro é igual à diferença entre a profundidade da água e a altura da crista em relação ao fundo do canal;
- O vertedouro lateral age como um controle, com o escoamento transversal passando pela profundidade crítica;
- Qualquer não uniformidade na distribuição de velocidade no canal é considerada por coeficientes de descarga, coeficientes corretores de velocidade e da quantidade de movimento.

Dado que estas condições não são plenamente satisfeitas nos vertedores laterais deve-se esperar que os resultados baseados em métodos de equações unidimensionais não se ajustem perfeitamente com os dados experimentais. Deve-se ter em mente também que como o fluxo atravessa a crista do vertedouro obliquamente não há razão para

esperar coeficientes de descarga com as mesmas proporções dos vertedores convencionais (May et al., 2003).

O perfil longitudinal da água ao longo do vertedouro lateral dependerá das condições de fluxo a montante e a jusante do mesmo, no canal principal. No presente artigo foi considerado um regime subcrítico ao longo de todo o canal. Para os casos de ocorrência de regime supercrítico ou ressalto hidráulico o uso das metodologias aqui apresentadas não são diretamente recomendadas.

### Fluxo Espacialmente Variado

Segundo May et al. (2003) a opção mais prática para gerar resultados satisfatórios sobre a capacidade de descarga de vertedores laterais é pela resolução da equação unidimensional do fluxo espacialmente variado com decréscimo de vazão.

Esta equação apresenta duas formas alternativas dependendo da origem; se foi derivada a partir da conservação da energia ou da quantidade de movimento no canal principal.

Para o primeiro caso em um canal com vazão decrescente, considerando-se a perda de energia pequena, levando em consideração a existência de declividade do fundo e de resistência ao escoamento, tem-se:

$$\frac{dE}{dx} = (S_0 - S_f) \quad (1)$$

Onde E = energia específica do canal (medida a partir do fundo); x = distância ao longo do canal;  $S_0$  = declividade do fundo do canal;  $S_f$  = declividade da linha de energia.

Após o desdobramento algébrico (a resolução completa pode ser verificada em Palu (2009)) desta equação tem-se que:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{\alpha Q}{A^2 g} \frac{dQ}{dx}}{1 - \alpha \frac{BQ^2}{A^3 g}} \quad (2)$$

Onde  $dy/dx$  = variação da profundidade de água no canal ao longo da distância longitudinal x no canal;  $\alpha$  = coeficiente corretor de energia cinética (ou de Coriolis); A = área do escoamento ( $m^2$ ); Q = vazão no canal ( $m^3/s$ ); B = largura na superfície livre do canal (m); g = aceleração da gravidade

( $m/s^2$ );  $dQ/dx$  = variação da vazão ao longo da distância longitudinal x no canal;

De maneira semelhante à equação (2) tem-se a derivação da equação do fluxo espacialmente variado a partir da quantidade de movimento. Para dedução desta equação considera-se a variação da quantidade de movimento em um trecho entre duas seções do canal, a equação é dada por:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \left(2\beta - \frac{u}{v}\right) \frac{q_* Q}{A^2 g}}{1 - \frac{\beta B Q^2}{g A^3}} \quad (3)$$

Em que  $\beta$  = coeficiente corretor da quantidade de movimento (ou de Boussinesq); v = velocidade no canal principal (m/s); u = velocidade do fluxo lateral na direção longitudinal do canal;  $q_* = dQ/dx$ .

A dedução da equação (3) pode ser verificada em Palu (2009).

Para fins práticos May et al. (2003) propõem uma relação entre o coeficiente  $\beta$  e a razão de velocidades  $u/v$ . A seguinte relação é proposta:

$$\beta = 0,725 + 0,275 \left( \frac{u}{v} \right) \quad (4)$$

Os mesmos autores também propõem um valor constante para a razão de velocidades  $u/v$  = 1,84, sendo este um valor médio para todos os casos analisados.

Para o cálculo de  $S_f$  nas equações (2) e (3) utiliza-se a bem conhecida equação de Manning:

$$S_f = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} \quad (5)$$

Em que n = coeficiente de rugosidade de Manning ( $m^{-1/3}s$ ); R = raio hidráulico da seção (m),.

A vazão por unidade de largura em vertedouro lateral é dada por:

$$\frac{dQ}{dx} = q_* = -\frac{2}{3} \sqrt{2g C_D} (y - P)^{3/2} \quad (6)$$

Onde y = profundidade de água no canal principal (m); P = altura da crista do vertedouro lateral em relação ao fundo do canal (m);  $C_D$  = coeficiente de descarga do vertedouro lateral.

Nos próximos tópicos as equações apresentadas serão analisadas e verificadas suas simplificações, aplicabilidades e limitações.

### Capacidade de Descarga de um Vertedouro Lateral

Diversos autores apresentaram formulações empíricas para avaliação do coeficiente de descarga de um vertedouro lateral, aqui citam-se alguns: De Marchi (1934), Subramanya e Awasthy (1972), Hager (1987) Swamee et al. (1994), Singh et al. (1994), Jalili e Borghei (1996), Muslu (2001), May et al. (2003), Souza (2005) e Ramamurthy et al. (2006). Serão avaliadas as equações dos autores Hager (1987) e May et al. (2003) por considerarem maior número de parâmetros da estrutura de um vertedouro lateral em suas formulações.

Hager (1987) apresentou uma formulação para o coeficiente de descarga do vertedouro lateral levando em consideração diversos fatores como: o efeito da profundidade do fluxo, velocidade de aproximação, ângulo do fluxo pelo vertedouro lateral e forma do canal, no caso de canais com contração. Assim o coeficiente de descarga  $C_D$  é dado por:

$$C_D = \frac{9}{10\sqrt{2}} n_* \varphi \sqrt{H^3} \frac{(Y-W)^{3/2}}{(y-P)^{3/2}} \left[ \frac{1-W}{3-2Y-W} \right]^{1/2} \dots \left\{ 1 - (\theta + S_0) \left[ \frac{3(1-Y)}{Y-W} \right]^{1/2} \right\} \quad (7)$$

$$Y = \frac{y}{E} \quad (8)$$

$$W = \frac{P}{E} \quad (9)$$

Com  $\varphi$  variando conforme a geometria da crista:

$$\varphi = \left\{ 1 + \left[ \frac{\left( \frac{E-P}{E} \right)^3}{7} \right] \right\}, \text{ para soleira delgada} \quad (10)$$

$$\varphi = 1 - \frac{2}{9 \left[ 1 + \left( \frac{E-P}{e} \right)^4 \right]}, \text{ para soleira espessa} \quad (11)$$

Onde:  $n_*$  = número de lados do fluxo (1 ou 2);  $\varphi$  = influência da forma crista do vertedouro;  $\theta$  = dobro do ângulo de contração das paredes do canal;  $e$  = espessura da soleira do vertedouro lateral;  $Fr$  = número de Froude do escoamento, dado por:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gy}} \quad (12)$$

May et al. (2003) apresentam a seguinte equação para o coeficiente de descarga:

$$C_D = 0,65 - 0,149 \left( \frac{y_j - P}{P} \right)^{0,0868} \left( \frac{L}{y_j - P} \right)^{-0,303} \left( \frac{y_j}{P} \right)^{0,149} \quad (13)$$

Os autores sugeriram também um método direto baseado em dois gráficos e uma equação, não havendo, portanto, a necessidade de se lidar com um sistema de equações diferenciais ou métodos numéricos. A capacidade do fluxo pode então ser determinada através da seguinte equação:

$$Q_{\text{vert}} = \eta \sqrt{gL} (y_j - P)^{1,5} \left[ J - K \left( \frac{L}{B} \right) F_{tj} \right] \quad (14)$$

Onde  $J$  e  $K$  são parâmetros propostos pelo autor e dados através das Figuras 3 e 4, ilustrados a seguir.

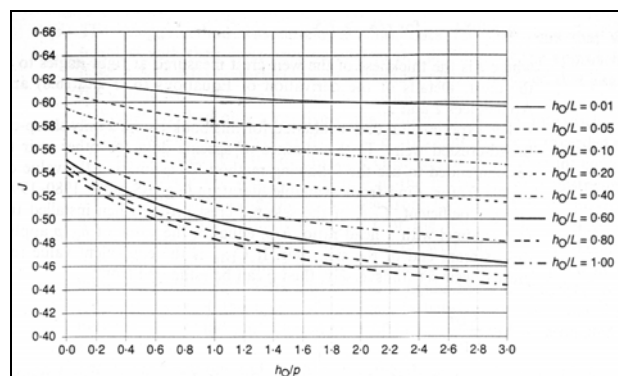
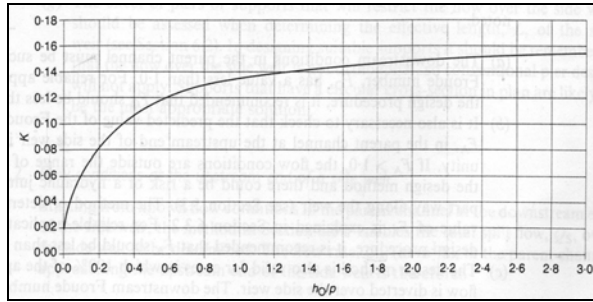


Figura 3 – Parâmetro  $J$  da equação de May et al. Equação (13). (May et al, 2003)



**Figura 4 – Parâmetro k da equação de May et al. Equação (13). (May et al, 2003)**

Estes parâmetros podem ser ainda obtidos das seguintes equações:

$$J = c_1 + c_2 \left( \frac{1}{1 + (4h_0/L)} \right) \quad (15)$$

Onde:

$$c_1 = 0,5212 - 0,1752\Omega \quad (16)$$

$$c_2 = 0,1041 + 0,1426\Omega \quad (17)$$

$$\Omega = \frac{h_0/P}{1,5 + (h_0/P)} \quad (18)$$

Para o parâmetro  $K$  tem-se:

$$K = 0,018 + 0,149 \left( \frac{h_0/P}{0,27 + (h_0/P)} \right) \quad (19)$$

Onde:  $h_0$  = carga de água sobre a soleira a jusante do vertedouro lateral (m),  $y_j$  = profundidade de água a jusante do canal principal (m);  $Fr_j$  = número de Froude a jusante do canal principal;  $L$  = comprimento do vertedouro (m);

O parâmetro  $\eta$  na equação (14) é o fator que determina a influência da forma da crista do vertedouro lateral em sua capacidade de descarga. Para crista com soleira delgada, o valor de  $\eta$  é igual a um; para soleira espessa seu valor passa a ser dado pela equação (19):

$$\eta = 1 - 0,064 \left( \frac{c}{y_j - P} \right) \text{ para } 0 \leq \left( \frac{c}{y_j - P} \right) \leq 0,25 \quad (20)$$

$$\eta = 0,84 \quad \text{para } \left( \frac{c}{y_j - P} \right) \geq 0,25 \quad (21)$$

Os autores ainda afirmam que o parâmetro  $\eta$  pode ser obtido para diferentes perfis de soleira, segundo o procedimento a seguir:

Sendo  $C_{DT}$  o coeficiente de descarga para um vertedouro convencional (locado transversalmente ao fluxo) com o perfil de uma soleira específica e razão de carga  $h/P$  igual à relação utilizada no vertedouro lateral, sendo  $h$  = carga hidráulica sobre a soleira.

Agora sendo  $C_{DTS}$  o coeficiente de descarga para um vertedouro transversal de soleira delgada,  $\eta$  pode ser estimado por:

$$\eta = \frac{C_{DT}}{C_{DTS}} \quad (22)$$

Como sugestão é proposta a equação de Rehbock (1929) para um vertedouro de soleira delgada sem contração, dada por:

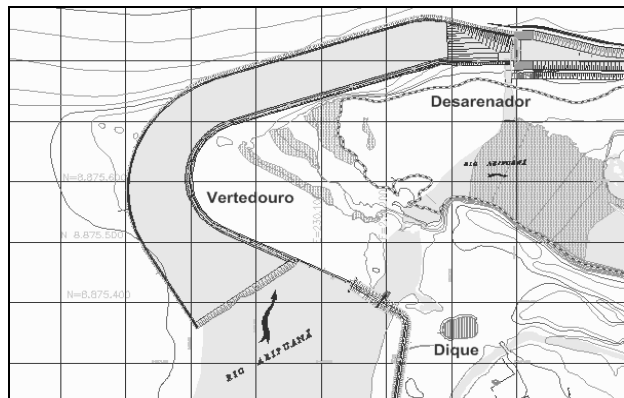
$$C_{DTS} = 0,576 + 0,075 \left( \frac{h}{P} \right) \quad (23)$$

## MATERIAIS E MÉTODOS

Os estudos efetuados neste trabalho referem-se à Usina Hidrelétrica de Dardanelos, sendo este um empreendimento de geração elétrica em construção na margem esquerda do rio Aripuanã, próximo à cidade de Aripuanã no estado do Mato Grosso.

O aproveitamento abrangerá uma área de reservatório igual a 0,24 km<sup>2</sup>, com uma queda líquida igual a 95,60 m e possuirá 261 MW (Megawatts) de potência instalada, classificando-se como usina de médio porte. A vazão do rio e a queda natural nos saltos e cachoeiras existentes no local possibilitam a produção de energia sem a necessidade de grandes barramentos; deverão ser utilizados diques com uma altura máxima de 5,00 m.

Para o projeto do vertedouro foi considerada uma vazão de 2.880 m<sup>3</sup>/s, correspondente à cheia decamilenar. A figura 5 mostra um esquema geral do canal de adução e do vertedouro.



**Figura 5 – Esquema geral do canal de adução e do vertedouro lateral sem vertimento (quadricula de 100 m)**

Conforme a figura precedente nota-se que a crista do vertedouro é limitada pelo dique a montante e compreende todo o contorno interno da curva, estendendo-se até o final do canal de adução, onde está localizado o desarenador.

#### Descrição do Modelo Físico

O modelo físico reduzido do canal de aproximação da usina de Dardanelos foi construído no CEHPAR (Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza), entre os meses de fevereiro e agosto de 2007, como contrato de pesquisa e desenvolvimento (P&D) entre a Eletronorte (Centrais Elétricas do Norte do Brasil S.A) e o LACTEC (Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento), gestor do CEHPAR. O modelo foi construído na escala 1:60 seguindo o critério de semelhança de Froude.

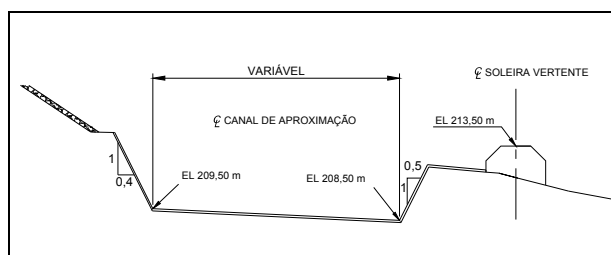


**Figura 6 – Vista de montante do modelo físico**

O canal de aproximação foi projetado em seções trapezoidais com larguras variáveis conforme seu desenvolvimento (possui 175 m na entrada e 65 m no trecho final). A geometria em planta seguiu um formato irregular, tendo o formato de uma campana de sino na entrada, seguido de uma curva e um canal retilíneo no final. A curva do canal tem um raio interno variável de 99 a 102 m e o trecho retilíneo tem um comprimento de aproximadamente 435 m, com uma pequena deflexão próxima ao trecho final do vertedouro.

O vertedouro estende-se por todo o canal de adução, acompanhando seu contorno interno, tendo um comprimento total de 870 m. A soleira do vertedouro foi definida como um formato trapezoidal, com uma largura total de 4 m. A cota da crista está na elevação 213,5 m, tendo uma altura de 5 m em relação ao fundo do canal.

A seção transversal do canal possui um declive em direção ao vertedouro, variando da cota 209,5 m até a cota 208,5 m. No sentido longitudinal a declividade é nula, exceto na entrada onde há uma rampa para concordância do terreno natural com o fundo do canal e no trecho final, onde existem dois taludes, um no sentido transversal e outro no sentido longitudinal, que concorrem para a cota 207 m.



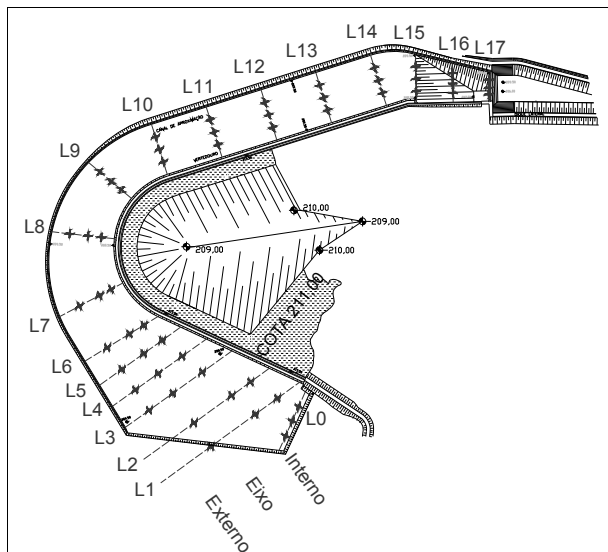
**Figura 7 – Seção transversal do canal**

Para as medições de níveis e velocidades ao longo do canal, foram demarcados 51 pontos, dispostos em 17 linhas, distribuídos conforme a variação da geometria do vertedouro.

Após alterações e otimizações no modelo foram efetuados os testes para verificação das características do escoamento e avaliação da capacidade de descarga do vertedouro. Maiores detalhes sobre o modelo, alterações efetuadas, estudo do vertedouro lateral em curva e demais características pode ser visualizado em Palu (2009).

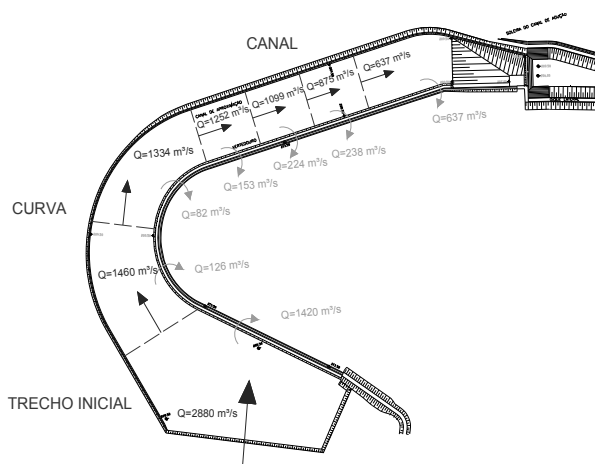
A partir da demarcação dos pontos foram efetuadas medições de níveis através de três pontas linimétricas fixas (na margem direita do rio a mon-

tante do canal) e móvel para medição dos pontos medidos internos ao canal. Para as medições de velocidades utilizou-se um medidor tipo hélice.



**Figura 8 – Demarcação de pontos de medição ao longo do canal**

Para a estimativa da vazão ao longo do canal foi considerado o somatório do produto das velocidades pelo valor das áreas correspondentes (método de integração gráfica). Ao final obteve-se a vazão passante e a vazão vertida nos trechos considerados. A figura 9 apresenta os resultados obtidos para o teste com a vazão de projeto do vertedouro de 2.880 m<sup>3</sup>/s.



**Figura 9 – Demarcação de pontos de medição Vazões ao longo do canal**



**Figura 10 – Modelo Físico UHE Dardanelos – Vazão  $Q = 2.880 \text{ m}^3/\text{s}$ , trecho retilíneo do vertedouro lateral**

### Procedimento de Cálculo

Tendo como ponto de partida os resultados obtidos em modelo físico, buscou-se determinar uma equação que melhor representasse as características do vertedouro.

Dada a complexidade em uma análise única, optou-se por dividir o vertedouro em três principais segmentos: trecho inicial, trecho curvo e trecho final. A divisão foi baseada na geometria em planta do canal e nas características do escoamento, atribuindo-se comportamentos hidráulicos diversificados a cada trecho. Para o presente trabalho serão apresentados os resultados referentes ao trecho reto do vertedouro, isto é, o trecho compreendido entre a linha L10 a L17, compreendendo uma extensão de 432 m, conforme a Figura 7. Os trechos compreendidos entre a linha L0 à linha L9 apresentaram um comportamento hidráulico diferenciado e complexo, se comparados com um vertedouro lateral retilíneo. Devido a geometria e direção do fluxo não foi possível caracterizar estes segmentos com as equações aqui apresentadas. Uma maior descrição destes trechos, bem como o comportamento hidráulico observado e as soluções numéricas encontradas podem ser encontrados em Palu (2009).

Efetuiu-se o seguinte procedimento de cálculo para a determinação da capacidade do fluxo e dos perfis da linha de água de um vertedouro lateral, com as condições iniciais do fluxo subcrítico conhecidas:

1. Cálculo do coeficiente de descarga por alguma equação teórica definida;
2. Integrar numericamente as equações (2) ou (3) e (6) para determinar o perfil do nível de água ao longo do vertedouro, bem como a vazão vertida pelo vertedouro lateral.

Seguiu-se o procedimento descrito utilizando-se as equações de coeficientes de descarga que consideram a espessura e o formato da soleira, (Hager 1987 e May et al., 2003), utilizando-se a equação do fluxo espacialmente variado derivada da energia e da quantidade de movimento, equações (2), (3) e (46) integrando-se numericamente através do método de Runge-Kutta para um sistema de equações (ver Apêndice).

Como condições iniciais foram utilizadas as vazões e leituras de níveis de jusante (ponto do eixo da linha L17) do modelo físico.

A seguir são apresentados os resultados do modelo reduzido comparado com os resultados teóricos com relação às vazões vertidas e níveis de água ao longo do canal. A vazão turbinada citada refere-se aos testes em que havia vazão passante no canal após o vertedouro. Também o termo EFEV apresentado significa Equação do Fluxo Espacialmente Variado.

Tabela 1 – Resultados comparativos – EFEV derivada da quantidade de movimento – coeficientes de May et al.(2003) para soleira espessa

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m³/s)	VAZÃO TURBINADA (m³/s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m³/s)	VAZÃO TEÓRICA (m³/s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	103	204	176	86,35%
540	0	267	224	83,89%
720	0	352	346	98,37%
1085	0	550	502	91,17%
1440	103	646	642	99,40%
1440	0	704	766	108,73%
2680	0	1253	1272	101,54%

Tabela 2 – Resultados comparativos – EFEV derivada da quantidade de movimento – coeficientes de Hager (1987) para soleira espessa

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m³/s)	VAZÃO TURBINADA (m³/s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m³/s)	VAZÃO TEÓRICA (m³/s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	103	204	153	74,74%
540	0	267	198	74,41%
720	0	352	308	87,11%
1085	0	550	444	80,64%
1440	103	646	550	85,12%
1440	0	704	659	93,58%
2680	0	1253	1105	88,22%

Tabela 3 – Resultados comparativos – EFEV derivada da conservação de energia – coeficientes de May et al. (2003) para soleira espessa

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m³/s)	VAZÃO TURBINADA (m³/s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m³/s)	VAZÃO TEÓRICA (m³/s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	103	204	172	84,23%
540	0	267	221	82,88%
720	0	352	339	96,41%
1085	0	550	486	88,39%
1440	103	646	602	93,18%
1440	0	704	725	103,01%
2680	0	1253	1161	92,73%

Tabela 4 – Resultados comparativos – EFEV derivada da conservação de energia – coeficientes de Hager (1987) para soleira espessa

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m³/s)	VAZÃO TURBINADA (m³/s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m³/s)	VAZÃO TEÓRICA (m³/s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	103	204	149	73,21%
540	0	267	197	73,70%
720	0	352	302	85,73%
1085	0	550	433	78,68%
1440	103	646	524	81,10%
1440	0	704	634	89,99%
2680	0	1253	1028	82,09%

Tabela 5 – resultados comparativos – EFEV derivada da quantidade de movimento – coeficientes de May et al. (2003) para soleira trapezoidal

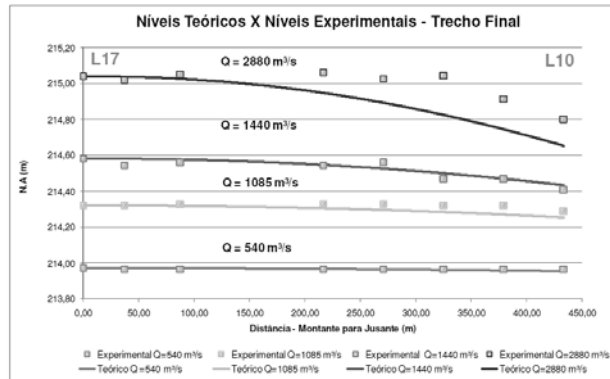
VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m³/s)	VAZÃO TURBINADA (m³/s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m³/s)	VAZÃO TEÓRICA (m³/s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	103	204	177	86,59%
540	0	267	225	84,38%
720	0	352	349	99,08%
1085	0	550	504	91,69%
1440	103	646	645	99,85%
1440	0	704	769	109,27%
2680	0	1253	1286	102,70%

Dos resultados obtidos foi notório um melhor ajuste pelos coeficientes de May et al.(2003) para soleira espessa, utilizando-se a equação do fluxo espacialmente variado em sua forma derivada a partir do princípio da quantidade de movimento. Buscando-se ainda uma melhoria na previsão da vazão vertida utilizou-se a equação (21), para adaptação do parâmetro  $\eta$  para uma soleira específica. Desta maneira utilizou-se a formulação de Rehbock equação (22)) para um vertedouro de soleira delgada e o coeficiente para soleira trapezoidal disponíveis devido a testes efetuados em um modelo seccional. Contudo, existindo a impossibilidade de execução de testes em modelo reduzido coeficientes para diversos tipos de soleira podem ser encontrados na literatura, cita-se como exemplo a referência Len-



castre (1972). Os resultados obtidos estão apresentados na tabela 5.

Para esta resolução são apresentados os níveis teóricos em comparação com alguns dos níveis obtidos em modelo físico:



**Figura 10 – Comparação dos níveis de água ao longo do canal para diferentes vazões**

Pode-se concluir que a formulação de May et al. (2003), levando em conta o ajuste da soleira, apresentou uma sensível melhora com os dados experimentais, se comparada com a consideração de soleira espessa (tratando-se de níveis atingidos no canal e vazões vertidas por trecho).

Acrescenta-se ainda que a equação do fluxo espacialmente variado derivada da quantidade de movimento apresentou bons resultados, mesmo para um canal extenso e com grande largura. Também através desta equação é possível levar em conta a variação da energia ao longo do canal, hipótese não considerada na derivação da equação através da conservação de energia.

## CONCLUSÃO

O presente trabalho analisou um vertedouro lateral retilíneo tendo por base resultados quanto a níveis e vazões atingidos provenientes de um modelo reduzido. Apesar da elaboração das equações utilizadas serem baseadas em canais de pequenas dimensões o canal estudado (relativamente extenso) apresentou boa concordância com os resultados teóricos.

A equação do fluxo espacialmente variado derivada do princípio das quantidades de movimento, com a utilização do coeficiente de May et al. (2003), apresentou bons resultados, tanto na questão de vazões vertidas bem como em níveis atingidos no canal. Cabe o comentário de que a maioria das

metodologias encontradas na literatura não apresenta cálculos para o perfil de água ao longo do vertedouro, limitando-se apenas a uma estimativa da capacidade de descarga. A avaliação deste perfil é fundamental para determinação desta capacidade de descarga, uma vez que para um vertedouro lateral a carga é variável ao longo do mesmo.

Ainda através da formulação de May et al. (2003) é possível levar em conta o formato da crista do vertedouro, o que gera sensíveis melhorias nos resultados.

Quanto à avaliação da capacidade de descarga da estrutura como um todo, afirma-se com base nos resultados obtidos em modelo físico e das formulações teóricas empregadas, que houve um baixo desempenho, se comparado com vertedouros transversais ao fluxo (convencionais). Contudo deve-se ter em mente que em estruturas de vertimento lateral, de uma maneira geral, busca-se uma ampliação da capacidade de descarga através de maiores extensões e menores cargas, conseqüentemente menores coeficientes de descarga.

Esse trabalho, através das metodologias de cálculo verificadas, propõe um roteiro de cálculo para estruturas que apresentem configurações semelhantes às estudadas. Através dos procedimentos apresentados é possível a estimação dos níveis de água ao longo da extensão de um vertedouro lateral retilíneo, bem como sua capacidade de descarga, trecho a trecho.

## APÊNDICE

### Método de Runge Kutta de 4ª Ordem

Como complemento do método proposto apresenta-se, de maneira bastante simples, o método de Runge-Kutta que pode ser estendido para um sistema. Assim, tem-se (Boyce, Di Prima, 2003):

$$\begin{aligned} y_{n+1} &= y_n + \left(\frac{t}{6}\right)(k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4) \\ q_{n+1} &= q_n + \left(\frac{t}{6}\right)(l_1 + 2l_2 + 2l_3 + l_4) \end{aligned} \quad (23)$$

onde:

$$\begin{aligned} k_1 &= f(x_n, y_n, q_n); \\ k_2 &= f\left[x_n + \left(\frac{t}{2}\right), y_n + \left(\frac{t}{2}\right)k_1, q_n + \left(\frac{t}{2}\right)l_1\right]; \\ k_3 &= f\left[x_n + \left(\frac{t}{2}\right), y_n + \left(\frac{t}{2}\right)k_2, q_n + \left(\frac{t}{2}\right)l_2\right]; \\ k_4 &= f\left(x_n + t, y_n + tk_3, q_n + tl_3\right); \end{aligned} \quad (24)$$

$$\begin{aligned} l_1 &= g(x_n, y_n, q_n); \\ l_2 &= g\left[x_n + \left(\frac{t}{2}\right) y_n + \left(\frac{t}{2}\right) k_1, q_n + \left(\frac{t}{2}\right) l_1\right]; \\ l_3 &= g\left[x_n + \left(\frac{t}{2}\right) y_n + \left(\frac{t}{2}\right) k_2, q_n + \left(\frac{t}{2}\right) l_2\right]; \\ l_4 &= g(x_n + t, y_n + tk_3, q_n + tl_3); \end{aligned} \quad (25)$$

Nas equações (24) e (25),  $f(x, y, q) = \frac{dy}{dx}$ , e

$$g(x, y, q) = \frac{dq}{dx}.$$

Para as variáveis apresentadas das equações (23) a (25) tem-se:

$x$  = distância ao longo da crista do vertedouro lateral (m)

$y$  = profundidade de água no canal (m);

$q$  = vazão passante no canal ( $m^3/s$ )

Deste modo, as equações básicas que regem o comportamento unidimensional do vertedouro lateral, dadas pelas equações (2) e (6), no caso da utilização do princípio da energia, e (3) e (6), para o princípio da quantidade de movimento, podem ser resolvidas numericamente como um sistema de equações diferenciais ordinárias através das equações (23), (24) e (25), bastando duas condições iniciais (vazão e profundidade em um dos extremos do vertedouro), além de uma relação funcional para o coeficiente de descarga  $C_D$ .

## REFERÊNCIAS

- BOYCE, W. E.; DI PRIMA, R. C. Elementary Differential Equations and Boundary Value Problems. 8. ed. Michigan: Wiley, 2007. 533 p.
- CHOW, V. T. Open channel hydraulics. New York: McGraw-Hill, 1959.
- DE MARCHI, G. Saggio di teoria de funzionamento degli stramazzi laterali. L'Energie Elettrica, Nov., pp. 849, 1934
- FABIANI, A. L. T.; OTA, J. J.; TEIXEIRA, J. C. HL – 157 – Estudos de arranjos não convencionais, vertedouro lateral e canal de aproximação de usinas – relatório nº 01 – revisão bibliográfica sobre vertedouros laterais. Curitiba: CEHPAR, setembro 2006. 48 p. Relatório técnico.
- FABIANI, A. L. T.; OTA, J. J.; PALU, M. C. HL – 157 – Estudos de arranjos não convencionais, vertedouro lateral e canal de aproximação de usinas – relatório final – revisão bibliográfica, construção e calibragem do modelo geral do projeto-piloto. Curitiba: CEHPAR, setembro 2008. 39 p. Relatório técnico.
- HAGER, W. H. Lateral outflow over side weirs. Journal of Hydraulic Engineering, New York, v. 113, n. 4, p. 491-504, 1987.
- JALILI, M. R.; BORGHEI, S. M. Discharge coefficient of rectangular side weirs. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v. 122, n. 2, p. 132, 1996.
- LENCASTRE, A. Manual de hidráulica geral. São Paulo: Edgar Blücher, 1972. 411 p.
- MAY, R. W. P.; BROMWICH, B. C.; GASOWSKI, Y.; RICKARD, C. E. Hydraulic design of side weirs. London: Thomas Telford Pub., 2003. 133 p.
- MUSLU, Y. Numerical analysis for lateral weir flow. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v. 127, n. 4, p. 246-253, jul./aug. 2001.
- PALU, M. C. Estudo de um canal de adução associado a um vertedouro lateral em curva. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.
- RAMAMURTHY, A. S.; QU, J.; VO, D. Nonlinear PLS method for side weir flows. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v. 132, n. 5, p. 486-502, sep/oct. 2006.
- REHBOCK, T. Discussion of 'Precise Weir measurements' by Schoder, E.W. and Turner, K.B., Transcript of the American Society of Civil Engineers, n 93, p. 1143, 1929.
- SINGH, R.; MANIVANNAN, D.; SATYANARAYANA, T. Discharge coefficient of rectangular side weirs. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v. 120, n. 4, p. 814-819, 1994.
- SOUZA, D. D. B. de. Redução do nível de água em canais de adução de PCH's. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005.
- SUBRAMANIA, K.; AWASTHY, S.C. Spatially varied flow over side-weirs. Journal of Hydraulics Division, New York, v. 98, n. HY1, p. 1-10, 1972.
- SWAMEE, P. K.; PATHAR, S. K.; ALI, M. S. Side weir analysis using elementary discharge coefficient. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, New York, v. 120, n. 4, p. 742-755, 1994.

## **Solutions for Non-Conventional Hydroelectric Arrangements - Study and Application of a Side Weir**

### **ABSTRACT**

*The current search for sustainability in hydropower projects relies on technical solutions that have low deployment and operation costs, and also meet environmental requirements. If these factors are added to the implementation of hydroelectric projects at sites with different characteristics from those commonly used, atypical structures and arrangement arise. For this reason, it is necessary to study non-conventional structures, such as side weirs, to develop projects with a safe, economical and satisfactory performance. This paper presents calculation methods evaluated by physical modeling, with reference to studies carried out in the Dardanelos Hydroelectric Plant, located in Mato Grosso. At the conclusion, the theoretical and experimental results are compared, showing the parameters and equations more suitable for use in similar structures.*

**Key-words:** hydraulic control structure, unconventional arrangements, hydroelectric plants in Brazil.