



## IV-153 - RISCO DE SUPERAÇÃO DA LÂMINA D'ÁGUA DE PROJETO DO VERTEDOURO DO AÇUDE BANABUIÚ POR EXCESSO DE VAZÃO AFLUENTE

**Adbeel Goes Filho<sup>(1)</sup>**

Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Ceará (UFC). Mestre em Ciência da Computação pela UFC. Coordenador de Gestão Estratégica do Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS). Professor da Universidade de Fortaleza (UNIFOR). Doutorando em Engenharia Civil – Recursos Hídricos na UFC.

**Endereço<sup>(1)</sup>:** Rua Antonina do Norte, 363 – Monte Castelo - Fortaleza - CE - CEP: 60325-610 – Brasil - Tel: +55 (85) 3288-5170 - Fax: +55 (85) 3288-5200 - e-mail: [adbeel.goes@dnocs.gov.br](mailto:adbeel.goes@dnocs.gov.br).

### RESUMO

Este trabalho mostra a aplicação de alguns métodos de análise de riscos para verificação da possibilidade de superação da lâmina d'água de projeto no vertedouro do Açude Banabuiú, por excesso de vazão afluente. Foram avaliadas também as fórmulas empíricas constantes do projeto original. Devido a dificuldade de obtenção de dados do projeto, visto que o início da construção data de 1952, minimizamos os efeitos de algumas variáveis nos cálculos, gerando a consequente simplificação do cenário em estudo.

**PALAVRAS-CHAVE:** Análise de riscos, incerteza, vazão afluente.

### INTRODUÇÃO

O objetivo do presente trabalho é mostrar a aplicação prática da análise de riscos de acordo com Vieira (2005), considerando o caso da barragem Arrojado Lisboa, açude público Banabuiú, Ceará, conforme projeto original do DNOCS (1965).

Não foram consideradas as influências de outros reservatórios do sistema tais quais Fogareiro e Patu que, certamente, influenciam nas operações do açude público Banabuiú. Devido a antiguidade do reservatório tivemos certas dificuldades no resgate do material do projeto original e o consequente levantamento de dados, fato que nos levou a minimizar efeitos de algumas variáveis nos cálculos e simplificação do cenário.

Consideramos também dados mais atualizados (1912 - 1997) de vazões médias afluentes em relação ao projeto original (1912 – 1934), verificadas com técnicas de redes neurais artificiais recorrentes de Elman, bem como algumas análises a respeito das fórmulas empíricas de acordo com o material obtido da CHESF (1975).

### LEVANTAMENTO DE DADOS E ANÁLISE DO CENÁRIO

A barragem Arrojado Lisboa, do Açude Banabuiú, localiza-se no município de Banabuiú, no estado do Ceará, distante 230 km da capital Fortaleza. Barra o rio Banabuiú, pertencente ao sistema do rio Jaguaribe. A sua bacia hidrográfica cobre uma área de 13.500 km<sup>2</sup>. O projeto tem como finalidades a irrigação das terras do Baixo Jaguaribe e controle das cheias do rio Banabuiú, bem como piscicultura e aproveitamento das áreas de montante. Projetada e construída pelo DNOCS, com a participação do consultor Professor Casemiro José Munarski e do Laboratório Hidrotécnico Saturnino de Brito. O início de sua construção data de 1952. Sofreu uma série de paralisações e, em 1963, os serviços foram reiniciados, sendo concluída em 1966.

A barragem Arrojado Lisboa é constituída de um maciço de terra zoneada, com um núcleo central impermeável, zonas de transição para montante e jusante, esta última recoberta por enrocamento. O projeto inicial previa o coroamento na cota 151, com uma largura de 12 m e taludes de 1V:3H para jusante e montante. Em novo projeto, utilizado na construção, a cota do coroamento baixou para 146, permanecendo, entretanto, com a mesma largura. Os taludes foram modificados para 1V:2,5H, tanto para montante como para jusante. O motivo principal da alteração deveu-se às dificuldades de se obter grandes volumes de material de empréstimo em uma distância razoável da obra.



O vertedouro, objeto em estudo, é constituído de um paramento em perfil “Creager”. Possui uma largura total de 102 m, dividida em 6 vãos por pilares espaçados de 17,5 m de eixo a eixo, com vão livre de 90 m. O canal vertente termina por um salto de esqui e o controle da vazão é obtido por meio de comportas móveis de setor, utilizando como equipamento auxiliar um jogo de “stop-log”, acionado independentemente por guinchos montados num passadiço metálico.

A tomada d'água é constituída por uma galeria dupla, revestida com tubos de aço de 7/8" de espessura e diâmetro interno de 3 m. Na extremidade de jusante foram montadas duas válvulas dispersoras e na extremidade de montante duas comportas, acionadas por um sistema hidromecânico instalado na torre de manobra. A torre é uma estrutura de concreto armado com altura de 51 m.

O regime das chuvas foi definido através dos dados das estações pluviométricas localizadas na bacia hidrográfica do açude, abrangendo o período de 1912 à 1934. Determinaram-se os escoamentos a partir de dados limnimétricos, medições de descarga e o emprego das fórmulas do engenheiro Aguiar (DNOCS, 1965).

A obra teve andamento normal até 1960, quando os seus construtores lutaram arduamente para que a barragem não fosse ultrapassada pelas águas, uma vez que a única passagem de descarga para o volume afluente era a galeria da tomada d'água. Como obra de desvio foi feito um canal provisório, na cota do leito do rio, confinado entre o corpo da galeria e a ombreira esquerda. Um segundo desvio foi feito na cota 128, local que corresponde à barragem auxiliar. A elevação do maciço evoluiu em ritmo acelerado, porém sem controle de compactação, conseguida apenas pela passagem dos equipamentos de transporte. A seção foi estrangulada. Essa elevação deu-se a partir da cota 114 e atingiu a cota 121. Foi construído, também, um vertedouro de emergência no próprio corpo da barragem.

Em 1961, novas chuvas preocuparam os construtores da barragem. Entretanto, a galeria proporcionou vazão suficiente para garantir a integridade da obra. Em consequência do rebaixamento rápido do nível d'água, houve o escorregamento do talude de montante (CORREIA, 1964). Devido a este deslizamento a seção tipo foi reajustada. Destacamos na Tabela 1 algumas características técnicas (DNOCS, 1965).



Tabela 1: Características técnicas de projeto.

Capacidade do Reservatório	1.800.000.000 m <sup>3</sup>
Localização \ Sistema	Banabuiú \ Jaguaribe. Rio Banabuiú
Bacia hidrográfica	13.500 Km <sup>2</sup>
Bacia Hidráulica	10.200 ha (Cota 142,50)
Precipitação média anual	791 mm
Volume afluente anual médio	784.097.100 m <sup>3</sup>
Nível d'água máximo	Cota 142,93 (Represamento normal + 0,43 m)
Barragem Principal	Tipo Terra Zoneada
Altura	57,70 m
Largura máxima da base	310 m
Extensão pelo coroamento	824 m. Largura do coroamento de 12 m
Volume de aterro	4.500.000 m <sup>3</sup>
Barragem Auxiliar	Tipo Terra Zoneada
Altura	21,70 m. Largura da base 106,80 m
Extensão pelo coroamento	141 m e Largura do coroamento de 6 m
Vertedouro (Retangular com perfil CREAGER)	
Volume do corte	80.000 m <sup>3</sup>
Largura total	102 m. Largura útil (Vão livre) de 90 m
Descarga máxima prevista	5.200 m <sup>3</sup> /s
Lâmina máxima de projeto	8 m

De acordo com os vestígios de nível d'água na construção de concreto na região da crista, a profundidade da água de transbordo não foi maior que 1,0 m, o que corresponde a uma vazão máxima entre 200 e 300 m<sup>3</sup>/s (CHESF, 1975).

Na parte de entrada (parte superior) a instalação do vertedouro está subdividida em seis vãos por cinco pilares, que deverão ser fechados cada um, por uma comporta radial. Conforme consta em Considerações Sobre o Projeto Básico da CHESF (1975), a crista do vertedouro na cota 134,50 foi construída larga, prevendo a colocação de comportas radiais e “stop logs”. Desta forma a mesma não possui a forma ideal, do ponto de vista hidráulico para uma soleira de vertedouro. Por este motivo fez-se a verificação de cálculo no projeto segundo dois métodos diferentes.

1. Cálculo com a fórmula de descarga descrita na equação (1) e coeficiente de descarga  $\mu=0,55$  para cristas de forma larga, horizontal e arredondadas:

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (1)$$

onde,

Coeficiente de descarga  $\mu = 0,55$ , largura livre do escoamento  $b=90$  m, carga do vertedouro  $h=8$  m. Obtemos então da equação (1)  $Q=3307,90$  m<sup>3</sup>/s.

Foram efetuados dois cálculos, um com a largura da crista total ( $b=90$  m) e um com largura reduzida ( $b=75$  m). O caso com largura  $b=75$  m foi adotada para o caso em que uma das comportas radiais não possa ser

aberta por motivos de falhas operacionais por ocasião da vazão máxima (regra dos  $n - 1$ ). Os valores obtidos estão apresentados no diagrama original do projeto, conforme Figura 1. Para a descarga de projeto do vertedouro,  $Q = 5200 \text{ m}^3/\text{s}$ , pode-se obter do diagrama as seguintes cargas do vertedouro:

para  $b = 75 \text{ m}$  e  $h = 12,25 \text{ m}$  (1 comporta radial aberta)

para  $b = 90 \text{ m}$  e  $h = 10,85 \text{ m}$  (todas as comportas radiais abertas)

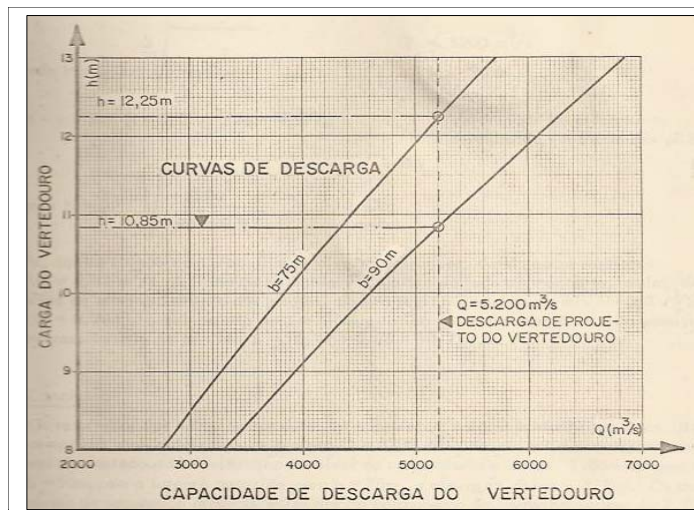


Figura 1: Capacidade de descarga do vertedouro (DNOCS, 1965).

## 2. Cálculo para barragem de crista larga (segundo Rehbock):

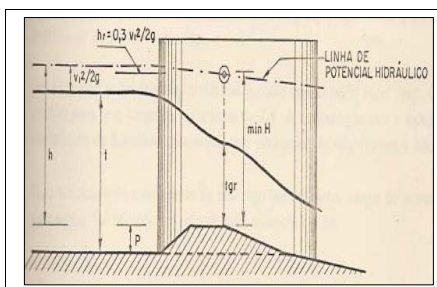


Figura 2 - Diagrama para dimensionamento hidráulico (DNOCS, 1965).

Conforme considerações constantes na Figura 2, temos:

Linha d'água de descarga

$$\min H = \frac{3}{2} \left[ \frac{Q^2}{b^2 x g} \right]^{1/3} \quad (2)$$

$$t - p = \min H + 0,3 \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \quad (3)$$

Considerando as equações (2) e (3) e as informações o valor descrito na equação (4):

$$Q = 5200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 90 \text{ m}$$

$$p = 2,0 \text{ m}$$

$$v_1 = \text{Velocidade de escoamento aproximada em frente aos pilares.}$$



$$\min H = \frac{3}{2} \left[ \frac{Q^2}{b^2 x g} \right]^{1/3} = \frac{3}{2} \left[ \frac{5200^2}{90^2 \times 9,81} \right]^{1/3} = 10,47 \text{ m} \quad (4)$$

$V_1$  foi calculado computacionalmente, dando como resultado  $V_1 = 4,32 \text{ m}^3/\text{s}$ . A linha de potencial hidráulico ao lado de montante, devido ao estrangulamento de pilares, poderá subir no máximo  $\min H + 0,3 \frac{v^2}{2g}$  ( $h_r = 0,28 \text{ m}$ ), resultando em um nível estático de represamento máximo possível no reservatório de  $\min H + 5 = 10,47 + 0,28 = 10,75 \text{ m}$ .

Os resultados dos cálculos apresentam valores bastante próximos, o que comprova que a descarga do projeto  $Q = 5200 \text{ m}^3/\text{s}$  poderá ser descarregada através do vertedouro. A elevação do nível do reservatório é de 1,8 m no caso de  $b = 90 \text{ m}$ , com a largura reduzida para  $b = 75 \text{ m}$ , a elevação chega a 4,25 m. Os desníveis de segurança remanescentes até o coroamento da barragem seriam de 2,7 m e 1,25 m, respectivamente, o que garante que não haverá transbordo no coroamento da barragem.

Para verificar a capacidade de escoamento na segunda crista (cota +116,0) que, de acordo com o relatório DNOCS (1965) não existem maiores informações, procedeu-se um exame preliminar do perfil construído. Assim, por este motivo, foi tomado como base um perfil ideal (Creager e Justin) para uma carga do vertedouro de 7 m. A comparação com o executado no vertedouro apresentou uma concordância relativamente boa.

Para o cálculo do coeficiente de descarga para diversas cargas do vertedouro e descargas, foi adotado um raio de concordância  $r = 6 \text{ m}$  mostrado na Figura 3.

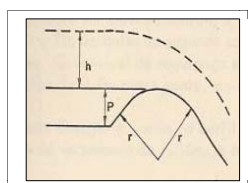


Figura 3: Raio de concordância.

O cálculo foi efetuado com a fórmula de Rehbock mostrada na equação (5):

$$\mu = 0,312 \left[ 0,3 - 0,01 \left( 5 - \frac{h}{2} \right) \right]^{0,09} \frac{h}{p} \quad (5)$$

onde:

$\mu$	=	coeficiente de descarga,
$h$	=	carga do vertedouro escolhida,
$r$	=	raio de concordância,
$p$	=	profundidade da água na frente do vertedouro.

O cálculo das descargas para diversas cargas do vertedouro foram feitos de acordo com as equações (5a) e (6):

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (5a)$$

$$\mu = 0,312 \left[ 0,3 - 0,01 \left( 5 - \frac{h}{2} \right) \right]^{0,09} \frac{h}{p} \quad (6)$$



A carga do vertedouro  $h = 7,15$  m para  $Q = 5200$  m<sup>3</sup>/s foi obtida do diagrama. A lâmina d'água diretamente acima da soleira é de aproximadamente 5,0 m. A lâmina d'água, no canal, aproximadamente a 25,0 m antes da segunda soleira do vertedouro será de aproximadamente 10,0 m. O desnível de segurança em relação ao coroamento dos muros laterais será de cerca de 3,0 m neste ponto, no caso do armazenamento sem formação de ondas.

De acordo com Correia (1964), verificamos uma boa concordância entre os perfis do ponto de vista hidráulico.

Para a verificação do desempenho hidráulico consideramos uma função-desempenho mostrada na equação (9) que é representada pela diferença entre a lâmina máxima de escoamento do vertedouro (projeto) e a calculada para a vazão máxima afluyente, conforme :

$$P(h > H_{ADM}) = P(Z < 0)$$

$$Z = H_{ADM} - h$$

Sendo  $h =$  função  $(Q, \mu, b, R)$  e  $H_{ADM}$  a lâmina máxima admissível de projeto (DNOCS, 1965).

Consideramos:

$$RQ = \frac{2}{3} \mu b \sqrt[2]{g} h^{3/2} \quad (7)$$

$$k = \frac{3}{2 \sqrt[2]{g}} = 0,339 \quad (8)$$

$$h = \left[ \frac{3 RQ}{2 \mu b \sqrt[2]{g}} \right]^{2/3} = \left[ \frac{k RQ}{\mu b} \right]^{2/3} = 0,339 \frac{RQ}{\mu b} \sqrt[2]{g} \quad (8a)$$

$$Z = H_{ADM} - 0,486 \left[ \frac{RQ}{\mu b} \right]^{2/3} \sqrt[2]{g} \quad (9)$$

Chamamos de  $R$  o coeficiente de amortecimento do reservatório.

Segundo Ang e Tang (1984), que definem probabilidade como uma medida probabilística da segurança de determinado sistema, o estudo das cheias do projeto conforme COGERH (2000) levou-nos a obter as variáveis básicas consideradas aleatórias, caracterizadas estatisticamente conforme a Tabela 2 e Tabela 3.

**Tabela 2: Características estatísticas das variáveis.**

Variável	Descrição	Média	Coeficiente de variação (CV)	Distribuição
b	Largura útil do vertedouro	90,00	0,06	Normal
$\mu$	Coeficiente de descarga	0,55	0,07	Normal
R	Coeficiente de amortecimento	0,89	0,14	Normal
Q	Vazão	768,42	1,51	Gumbel



Tabela 3: Garantias.

Garantia (%) (COGERH, 2000)	80	90	95	98
CV	1,54	1,50	1,46	1,43
Deflúvio médio	731,63	768,42	795,46	815,65
Volume regularizado Anual (Hm <sup>3</sup> )	464,442	367,792	285,900	249,506
Vazão regularizada (m <sup>3</sup> /s)	14,723	11,659	9,063	7,909
Falha máxima (meses)	33	31	28	8
Frequência da falha anual (%)	38,46	17,95	8,97	6,41
Média das sangrias (hm <sup>3</sup> /ano)	291,84	360,75	432,81	472,42
Médias das evaporações (hm <sup>3</sup> /ano)	57,31	68,31	82,93	90,98

## METODOLOGIA

Vários são os métodos para cálculos de índices de riscos, cada um com suas especificidades. Para a escolha dos métodos foram realizadas análises das distribuições dos dados e a existência de possíveis correlações. Implementamos todos com a linguagem de programação Java que, com sua vasta biblioteca de rotinas matemáticas, proporcionou um ambiente agradável de trabalho, com resultados de grande qualidade numérica.

Para validação dos algoritmos implementados utilizamos também, paralelamente, planilhas eletrônicas, que, apesar da facilidade de modelagem, apresentam deficiências no trato de cenários complexos com grande quantidade de dados.

Dentre os vários algoritmos estudados selecionamos os seguintes métodos:

a) Método MFOSM (Valor Médio Primeira Ordem Segundo Momento): Este método consiste na expansão da função desempenho  $Z$ , conforme equação (9), em série de Taylor, em torno dos pontos médios das variáveis  $b$  e  $H_{ADM}$ , considerando-se os termos de primeira ordem da série;

b) Método PEM (Point Estimated Method): Baseia-se em uma analogia entre distribuição de probabilidade e distribuição de cargas em uma viga (VIEIRA, 2005). O valor esperado corresponde ao centro de carga e o desvio padrão ao raio de giração ;

c) Método de simulação de Monte Carlo: Consiste na geração de números aleatórios entre 0 e 1 para as variáveis  $b$ ,  $R$ ,  $\mu$  e  $Q$ , a obtenção de valores correspondentes na função de distribuição normal para esses parâmetros, e substituição desses valores na função de desempenho  $Z$  conforme descrito em VIEIRA (2005). No presente trabalho foram realizadas 500 simulações. Acima disso observamos um processo de convergência numérica. O risco é avaliado pela razão entre a quantidade de valores de  $Z$  negativos e a quantidade total de eventos de  $Z$  gerados, considerando para cada cenário 500 simulações.

Analizamos os métodos MFOSM, PEM e simulação de Monte Carlo individualmente em diversos cenários, considerando variações da largura livre de escoamento ( $b$ ) e carga do vertedouro ( $H$ ), descritos convenientemente na Tabela 4, Tabela 5, Tabela 6 e Tabela 7.

Os cálculos de variâncias, desvios padrões e valores das distribuições normais foram obtidos através de programação computacional própria, verificados também através das funções estatísticas disponíveis nas planilhas eletrônicas tradicionais.

A variável  $K$  apresentada como resultado de cada método representa o risco calculado para cada cenário em estudo.

## RESULTADOS

a) Caso em que  $b=90$  m,  $H_{ADM}=8$  m conforme Tabela 4


Tabela 4:  $b=90$  m,  $H_{ADM}=8$  m.

$Z = h_{Adm} - h(b, \mu, R, Q) < 0$						
(Função desempenho)						
$h_{Adm} = 8$ m (Lâmina d'água admissível)						
<b>CÁLCULO PELO MÉTODO MFOSM.</b>						
Variável x	Valor	CV	Tipo Dist.	$dp(Z)/dp(x)$	Var(x)	DP(x)
b	90,0000	0,0600	Normal	0,0207	29,1600	5,4
$\mu$	0,5500	0,0700	Normal	3,3919	0,0015	0,04
R	0,8900	0,1400	Normal	-2,0961	0,0155	0,12
Q [07] V90	768,4200	1,5100	Gumbel T 1	-0,0024	1346329,0427	1160,31
Zm =	5,2017	Média				
VAR(Z) =	8,0329	Variância				
DPZ =	2,8342	Desvio padrão				
<b>K =</b>	<b>0,0332</b>	<b>=</b>				<b>3,3230%</b>
<b>CÁLCULO PELO MÉTODO PEM (Point Estimate Method).</b>						
	b	$\mu$	R	Q	Z	$Z^2$
++++	95,400	0,589	1,015	1928,734	2,814	7,920
+++-	95,400	0,589	1,015	-391,894	6,208	38,535
+++-	95,400	0,589	0,765	1928,734	3,703	13,709
++--	95,400	0,589	0,765	-391,894	6,515	42,441
+---+	95,400	0,512	1,015	1928,734	2,306	5,318
+--+	95,400	0,512	1,015	-391,894	6,032	36,386
+-++	95,400	0,512	0,765	1928,734	3,281	10,768
+-+-	95,400	0,512	0,765	-391,894	6,369	40,566
----+	84,600	0,589	1,015	1928,734	2,382	5,673
---+	84,600	0,589	1,015	-391,894	6,058	36,702
-++-	84,600	0,589	0,765	1928,734	3,344	11,183
-+-+	84,600	0,589	0,765	-391,894	6,391	40,843
--++	84,600	0,512	1,015	1928,734	1,831	3,353
--+-	84,600	0,512	1,015	-391,894	5,868	34,433
---+	84,600	0,512	0,765	1928,734	2,888	8,340
----	84,600	0,512	0,765	-391,894	6,233	38,852
<b>Totais</b>					<b>72,22</b>	<b>375,02</b>
Zm	4,5139					
VAR(Z)	3,2675					
DP(Z)	1,8076					
W=E(Z)/DP(Z)	2,4972					
Normal (W)	0,9937					
<b>K=1-Nor(W)=</b>	<b>0,0063</b>	<b>=</b>				<b>0,6260%</b>
<b>CÁLCULO PELO MÉTODO DE SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO.</b>						
hmin	2,1040					
hmed	4,3275					
hmax	8,8992					
Iterações	500					
N [Z<0]	11					
<b>K=N/N[Z&lt;0]=</b>	<b>0,0220</b>					<b>2,2000%</b>

b) Caso em que  $b=75$  m,  $H_{ADM}=8$  m conforme Tabela 5

Tabela 5:  $b=75$  m,  $H_{ADM}=8$  m: uma das comportas não aberta.

Tabela 3: b = 75 m, $\mu_{ADM}$ = 0 m: uma das comportas não aberta.						
$Z = h_{Adm} - h(b, \mu, R, Q) < 0$ (Função desempenho)						
$h_{Adm} = 8$ m (Lâmina d'água admissível)						
CÁLCULO PELO MÉTODO MFOSM.						
Variável x	Valor	CV	Tipo Dist.	$dp(Z)/dp(x)$	Var(x)	DP(x)
b	75,0000	0,0600	Normal	0,0281	20,2500	4,5
$\mu$	0,5500	0,0700	Normal	3,8302	0,0015	0,04
R	0,8900	0,1400	Normal	-2,3670	0,0155	0,12
Q [07] V90	768,4200	1,5100	Gumbel T1	-0,0027	1346329,0427	1160,31
Zm = 4,8401 Média						
VAR(Z) = 10,2435 Variância						
DPZ = 3,2006 Desvio padrão						
K = 0,0652 =				6,5234%		
CÁLCULO PELO MÉTODO PEM (Point Estimate Method).						
	b	$\mu$	R	Q	Z	Z^2
++++	79,500	0,589	1,015	1928,734	2,144	4,596
+++-	79,500		1,015	-391,894	5,976	35,713
++-+	79,500		0,765	1928,734	3,147	9,904
++--	79,500		0,765	-391,894	6,323	39,977
+---+	79,500	0,512	1,015	1928,734	1,570	2,465
+--+	79,500		1,015	-391,894	5,778	33,382
+--+	79,500		0,765	1928,734	2,672	7,137
+---	79,500		0,765	-391,894	6,158	37,926
-+++	70,500	0,589	1,015	1928,734	1,656	2,741
-++-	70,500		1,015	-391,894	5,807	33,724
-+-+	70,500		0,765	1928,734	2,742	7,521
-+--	70,500		0,765	-391,894	6,183	38,228
--++	70,500	0,512	1,015	1928,734	1,034	1,069
--+-	70,500		1,015	-391,894	5,592	31,275
---+	70,500		0,765	1928,734	2,227	4,960
----	70,500		0,765	-391,894	6,005	36,058
Totais					65,01	326,68
Zm	4,0634					
VAR(Z)	4,1667					
DP(Z)	2,0413					
W=E(Z)/DP(Z)	1,9906					
Normal (W)	0,9767					
K=1-Nor(W)= 0,0233 =		2,3261%				
CÁLCULO PELO MÉTODO DE SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO.						
hmin	1,2060					
hmed	4,6711					
hmax	9,6956					
Iterações	500					
N [Z<0]	32					
K=N/N[Z<0]= 0,0640						

c) Caso em que  $b=90$  m,  $H_{ADM}=10,75$  m, conforme Tabela 6



Tabela 6:  $b=90$  m,  $H_{ADM}=10,75$  m.

$Z = h_{Adm} - h(b, \mu, R, Q) < 0$ (Função desempenho)						
$h_{Adm} = 10,75$ m (Lâmina d'água admissível)						
<b>CÁLCULO PELO MÉTODO MFOSM.</b>						
Variável x	Valor	CV	Tipo Dist.	$dp(Z)/dp(x)$	Var(x)	DP(x)
b	90,0000	0,0600	Normal	0,0207	29,1600	5,4
$\mu$	0,5500	0,0700	Normal	3,3919	0,0015	0,04
R	0,8900	0,1400	Normal	-2,0961	0,0155	0,12
Q [07] V90	768,4200	1,5100	Gumbel T1	-0,0024	1346329,0427	1160,31
Zm =	7,9517	Média				
VAR(Z) =	8,0329	Variância				
DPZ =	2,8342	Desvio padrão				
<b>K =</b>	<b>0,0025</b>	=				<b>0,2511%</b>
<b>CÁLCULO PELO MÉTODO PEM (Point Estimate Method).</b>						
	b	$\mu$	R	Q	Z	Z <sup>2</sup>
++++	95,400	0,589	1,015	1928,734	5,564	30,960
+++-	95,400	0,589	1,015	-391,894	8,958	80,240
++-+	95,400	0,589	0,765	1928,734	6,453	41,635
++--	95,400	0,589	0,765	-391,894	9,265	85,835
+---+	95,400	0,512	1,015	1928,734	5,056	25,563
+--+	95,400	0,512	1,015	-391,894	8,782	77,124
+--+	95,400	0,512	0,765	1928,734	6,031	36,378
+---	95,400	0,512	0,765	-391,894	9,119	83,159
-++++	84,600	0,589	1,015	1928,734	5,132	26,335
-+++	84,600	0,589	1,015	-391,894	8,808	77,585
-+++	84,600	0,589	0,765	1928,734	6,094	37,139
-+--	84,600	0,589	0,765	-391,894	9,141	83,555
--++	84,600	0,512	1,015	1928,734	4,581	20,987
--+-	84,600	0,512	1,015	-391,894	8,618	74,269
---+	84,600	0,512	0,765	1928,734	5,638	31,786
----	84,600	0,512	0,765	-391,894	8,983	80,697
Totais					<b>116,22</b>	<b>893,25</b>
Zm	7,2639					
VAR(Z)	3,2675					
DP(Z)	1,8076					
W=E(Z)/DP(Z)	4,0185					
Normal (W)	1,0000					
<b>K=1-Nor(W)=</b>	<b>0,0000</b>	=				<b>0,0029%</b>
<b>CÁLCULO PELO MÉTODO DE SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO.</b>						
hmin	2,7645					
hmed	4,2258					
hmax	8,6373					
Iterações	500					
N [Z<0]	0					
<b>K=N/N[Z&lt;0]=</b>	<b>0,0000</b>					<b>0,0000%</b>

d) Caso em que  $b=75$  m,  $H_{ADM}=10,75$  m, conforme Tabela 7

Tabela 7:  $b=75$  m,  $H_{ADM}=10,75$  m (segundo Rehbock, DNOCS, 1965).

Tabela 7.6 - $Z = h_{Adm} - h(b, \mu, R, Q) < 0$ (Função desempenho)						
$h_{Adm} = 10,75$ m (Lâmina d'água admissível)						
CÁLCULO PELO MÉTODO MFOSM.						
Variável x	Valor	CV	Tipo Dist.	$dp(Z)/dp(x)$	Var(x)	DP(x)
b	75,0000	0,0600	Normal	0,0281	20,2500	4,5
$\mu$	0,5500	0,0700	Normal	3,8302	0,0015	0,04
R	0,8900	0,1400	Normal	-2,3670	0,0155	0,12
Q [07] V90	768,4200	1,5100	Gumbel T1	-0,0027	1346329,0427	1160,31
Zm = 7,5901 Média						
VAR(Z) = 10,2435 Variância						
DPZ = 3,2006 Desvio padrão						
<b>K = 0,0089 = 0,8858%</b>						
CÁLCULO PELO MÉTODO PEM (Point Estimate Method).						
	b	$\mu$	R	Q	Z	Z^2
++++	79,500	0,589	1,015	1928,734	4,894	23,951
+++-	79,500	0,589	1,015	-391,894	8,726	76,144
++-+	79,500	0,589	0,765	1928,734	5,897	34,776
++--	79,500	0,589	0,765	-391,894	9,073	82,315
+---+	79,500	0,512	1,015	1928,734	4,320	18,663
+--+	79,500	0,512	1,015	-391,894	8,528	72,722
+--+	79,500	0,512	0,765	1928,734	5,422	29,393
----	79,500	0,512	0,765	-391,894	8,908	79,359
-+++	70,500	0,589	1,015	1928,734	4,406	19,409
-++-	70,500	0,589	1,015	-391,894	8,557	73,227
-+-+	70,500	0,589	0,765	1928,734	5,492	30,167
-+--	70,500	0,589	0,765	-391,894	8,933	79,796
--++	70,500	0,512	1,015	1928,734	3,784	14,318
--+-	70,500	0,512	1,015	-391,894	8,342	69,595
---+	70,500	0,512	0,765	1928,734	4,977	24,772
----	70,500	0,512	0,765	-391,894	8,755	76,647
Totais					<b>109,01</b>	<b>805,25</b>
Zm	6,8134					
VAR(Z)	4,1667					
DP(Z)	2,0413					
W=E(Z)/DP(Z)	3,3378					
Normal (W)	0,9996					
<b>K=1-Nor(W)= 0,0004 = 0,0422%</b>						
CÁLCULO PELO MÉTODO DE SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO.						
hmin	4,5489					
hmed	4,5829					
hmax	9,5126					
Iterações	500					
N [Z<0]	0					
<b>K=N/N[Z&lt;0]= 0,0000 0,0000%</b>						

## CONCLUSÕES

Durante a leitura do material constante no projeto original e relatórios técnicos, o termo “risco” foi abordado várias vezes, porém sempre em referência a fórmulas empíricas tradicionais e sem maiores detalhes.

Na formatação do projeto não foram consideradas, obviamente pela época em que foi elaborado, técnicas de “Análise de Riscos”. Os projetistas dependiam basicamente das fórmulas disponíveis e de suas experiências.

Após cálculos computacionais mais detalhados, momento em que implementamos algoritmos bem estruturados e com precisões numéricas de alta qualidade, na linguagem de programação Java, bem como modelos e métodos mais adequados, observamos que considerações de segurança majoradas foram utilizadas. Comprovamos através dos cálculos, nos vários cenários avaliados, um percentual de risco baixo em relação a



superação da lâmina d'água do vertedouro prevista no projeto original. A Tabela 8 apresenta então um resumo dos resultados obtidos para os diversos cenários avaliados.

**Tabela 8: Resultados dos índices K.**

Método	b=90 m; h=8 m	b=75 m; h=8 m	b=90 m; h=10,75 m	b=75 m; h=10,75 m
MFOSM	3,3230%	6,5234%	0,2511%	0,8858%
PEM	0,6260%	2,3261%	0,0029%	0,0422%
Simulação de Monte Carlo	2,2000%	6,4000%	0,0000%	0,0000%

Observamos que, variando a precisão numérica de duas, três e quatro casas decimais com arredondamento simétrico, os valores encontrados para os diversos cálculos praticamente não sofrem alterações. O método MFOSM apresentou os maiores índices para todos os cenários avaliados, enquanto o método PEM os menores valores de K para o caso em que b=90 e 75 m, com h = 8 m. O método de simulação de Monte Carlo apresentou os menores índices para h=10,75 m, b=90 e 75 m, respectivamente.

Muitas simplificações foram aqui realizadas e, para novos trabalhos, recomendamos um estudo mais aprofundado das variáveis envolvidas, principalmente com a inserção de outros reservatórios no contexto, tais quais o Fogareiro e Patu que, certamente, influenciam no Banabuiú.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ANG, A. H. S. & TANG, W. H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design*. Vol. I & II, John Wiley, 1984.
2. CHESF. Considerações Sobre o Projeto Básico. Lahmeyer International GMBH, Consultas e Aplicações de Engenharia Elétrica Ltda (CAEEL). Usina Hidrelétrica BANABUIÚ, parte 4. São Paulo-SP, 1975.
3. COGERH. Plano de Gerenciamento das Águas da Bacia do Rio Jaguaribe. Estudos Complementares e de Base de Hidrologia. COGERH, Fortaleza, CE, 2000.
4. CORREIA, R.B. Cálculo da Estabilidade do Açude Público Banabuiú. Ministério da Viação e Obras Públicas, Departamento Nacional de Obras Contra as Secas, Divisão de Planejamento, Estudos e Projetos, Serviço de Projetos. Recife, PE, 1964.
5. DNOCS. Açude Público Banabuiú – Sangradouro Seções Longitudinais. DNOCS n.1-G-B. Fortaleza, CE, 1965.
6. VIEIRA, V. P. B. Análise de Riscos em Recursos Hídricos – Fundamentos e Aplicações. ABRH – Coleção ABRH 10, 2005.