

Projeto:  
ESTUDO DE REGULARIZAÇÃO DE BARRAMENTOS NA FAZENDA SANTO ANTÔNIO  
DAS PALMEIRAS

Local:  
MUNICÍPIOS DE ATIBAIA / BRAGANÇA PAULISTA – SP

## ÍNDICE

<b>OBJETIVO</b>	<b>3</b>
<b>METODOLOGIA</b>	<b>4</b>
<b>DADOS BÁSICOS</b>	<b>5</b>
<b>CARACTERIZAÇÃO DA BACIA DE DRENAGEM</b>	<b>6</b>
<b>CONDIÇÃO ATUAL</b>	<b>8</b>
<b>CONDIÇÃO FUTURA</b>	<b>8</b>
<b>ESTUDOS HIDROLÓGICOS</b>	<b>9</b>
<b>Roteiro de Cálculo</b>	<b>9</b>
Reservatório nº1 (montante)	9
Reservatório nº2 (jusante)	13
<b>DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS EXISTENTES</b>	<b>17</b>
Esquema geral	17
Reservatório nº 1	18
Reservatório nº 2	22
<b>CÁLCULO DO AMORTECIMENTO DA ONDA DE CHEIA E DOS NÍVEIS MÁXIMOS NAS ESTRUTURAS</b>	<b>26</b>
Barramento nº1	26
Barramento nº2	29
<b>VAZÕES MÍNIMAS</b>	<b>33</b>
<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b>	<b>34</b>

## OBJETIVO

Este relatório tem por objetivo apresentar os estudos hidrológicos e hidráulicos realizados para o estudo do comportamento dos reservatórios existentes na propriedade denominada “Fazenda Santo Antonio das Palmeiras”, localizada na divisa entre os municípios de Atibaia e Bragança Paulista, estado de São Paulo. Este é o local de implantação do empreendimento “Residencial Reserva Ecológica”.

Pretende-se identificar a adequação das referidas estruturas relativamente às vazões de projeto correspondentes ao período de retorno 100 anos exigido pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo – DAEE/SP para a concessão de outorga.

## METODOLOGIA

O estudo será desenvolvido de acordo com a metodologia descrita a seguir:

Inicialmente, será feita a caracterização da bacia contribuinte aos pontos de interesse com base em cartas oficiais, levantamentos topográficos e demais documentos que assim o permitam. Esta caracterização é dada pelo traçado dos limites da bacia contribuinte, suas condições de ocupação atual e futura e da faixa de implantação das obras, objeto deste estudo.

Em seqüência serão coletados dados hidrológicos de forma a caracterizar o regime pluviométrico na região para que seja possível a realização da estimativa da chuva de projeto.

Uma vez caracterizada a bacia contribuinte e a chuva de projeto, serão realizados cálculos hidrológicos para a determinação da vazão de projeto com base no Método I-PAI-WU.

A seguir, serão apresentadas as principais características dos barramentos existentes.

Para a avaliação do comportamento dos dois reservatórios, será utilizada o método o Amortecimento Simplificado da Onda de Cheia.

## DADOS BÁSICOS

1. Carlos E. M. Tucci, Rubem La Laina Porto, Mário T. de Barros. Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995
2. Banco de Dados Pluviométricos do Estado de São Paulo. DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo. 2001.
3. CHOW, V. T. Handbook of Applied Hydrology. Mc-Graw Hill Book Co. New York. 1964.
4. SETZER, J. & PORTO, R. L. L. Boletim Técnico – “Tentativa de avaliação do escoamento superficial de acordo com o solo e o seu recobrimento vegetal nas condições do estado de São Paulo” - DAEE– 1979.
5. Residencial Reserva Ecológica -ESTUDO DE DIMENSIONAMENTO DE TRAVESSIAS
6. United States Department of Interior – Bureau of Reclamation. Design of Small Dams. Washington, 1977.
7. NETTO, A. Manual de Hidráulica – 8ª Ed.. Edgard Blücher. São Paulo, 1998.
8. Norma DER DE 01/HID-002 – Projetos de Drenagem.

## CARACTERIZAÇÃO DA BACIA DE DRENAGEM

A bacia hidrográfica do Ribeirão das Pedras ocupa áreas de características distintas desde suas cabeceiras até o local de implantação do empreendimento.

Em sua porção norte, é caracterizada por terrenos de maiores declividades junto ao divisor de águas, sendo constituída basicamente por propriedades rurais com ocorrência de mata e em sua maioria por vegetação rasteira. O Ribeirão das Pedras percorre um trecho de aproximadamente 7.800 metros praticamente paralelo à Rodovia Fernão Dias, drenando suas águas de drenagem, havendo a ocorrência de ocupação residencial em parte do trecho. Corresponde a esta porção uma área de aproximadamente 21 km<sup>2</sup>.

Em sua porção Sul, há maior ocorrência de ocupação, com ruas não pavimentadas e terrenos de pequeno a médio porte, de ocupação residencial e industrial. O comprimento do dreno principal desta porção da bacia é de aproximadamente 5.900 m e sua área de aproximadamente 11 km<sup>2</sup>.

O trecho que percorre a divisa norte do empreendimento possui um reservatório artificial e consiste na confluência dos drenos principais das porções norte e sul descritas acima. Apresenta um comprimento de aproximadamente 2.900 m e área aproximada de 2,6 km<sup>2</sup>.

A Figura 1 a seguir mostra a configuração da bacia do Ribeirão das Pedras, objeto do presente estudo.

A Figura 2 é uma foto aérea onde pode-se ver o posicionamento dos dois reservatórios e as características da região de implantação do empreendimento.



## CONDIÇÃO ATUAL

A cobertura vegetal é constituída por matas de maior porte junto às cabeceiras (*pinus*), propriedades rurais nos trechos intermediários e lotes com ocupação mais urbanizada em sua porção mais plana. A característica da ocupação do solo pode ser resumida na tabela a seguir.

**Tabela 1: Distribuição de áreas**

<b>Tipo de cobertura vegetal</b>	<b>Área</b>
Matas	13,1 km <sup>2</sup>
Propriedades rurais	19,7 km <sup>2</sup>
Lotes e ocupação urbana	1,7 km <sup>2</sup>

## CONDIÇÃO FUTURA

A implantação dos loteamentos em questão irá ocasionar uma mudança na ocupação e no recobrimento da bacia em sua área correspondente. Esta ocupação dar-se-á em sua totalidade nas áreas classificadas como “Propriedade Rurais”.

A supressão de parte da cobertura natural original e a alteração no tipo de recobrimento do solo, gerando conseqüentemente aumento da área impermeável, são as causas principais para a modificação do regime hidrológico na área em questão.

Esta condição será considerada quando do estudo das vazões máximas do ribeirão das Pedras.

A implantação do empreendimento “Residencial Reserva Ecológica” será em uma área de 1,93 km<sup>2</sup>.

## ESTUDOS HIDROLÓGICOS

O estudo hidrológico apresentado a seguir visa avaliar a vazão associada ao período de retorno 100 anos para a bacia do ribeirão das Pedras.

Para o cálculo destas vazões será utilizado o método do I-PAI-WU conforme apresentado no “Manual de Cálculo de Vazões Máximas, Médias e Mínimas nas Bacias Hidrográficas do Estado de São Paulo”, publicado pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE-SP em 1994.

Este método constitui-se num aprimoramento do método racional, podendo ser aplicado para bacias com áreas de drenagem de até 200 km<sup>2</sup>.

### Roteiro de Cálculo

O cálculo da vazão de projeto será subdividido entre os dois reservatórios. Primeiramente será considerado o reservatório nº 1.

#### **Reservatório nº1 (montante)**

- a) Delimitação da bacia hidrográfica

A delimitação da bacia hidrográfica foi feita com base nas cartas escala 1:50.000 do IBGE, sendo apresentado em desenho anexo. O ponto 1 representa a área de drenagem correspondente ao reservatório nº 1 (montante).

- b) Cálculo da área de drenagem

Com base no traçado da bacia, determinou-se que a área de drenagem no ponto 1 é de 33,2km<sup>2</sup>.

- c) Determinação da declividade equivalente

A declividade equivalente é determinada pela expressão:

$$S_{eq} = \left[ \frac{\sum L}{\frac{L_1}{\sqrt{J_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{J_2}} + \dots + \frac{L_n}{\sqrt{J_n}}} \right]^2$$

onde:  $L_i$ =comprimentos parciais, [ $L_i$ ]=km  
 $J_i$ =declividades parciais, [ $J$ ]=m/m  
 $S_{eq}$ =declividade equivalente, [ $S$ ]=m/m

Os comprimentos de talvegue foram obtidos das cartas 1:50.000 que apresentam curvas de nível com espaçamento de 20m. O cálculo de S é resumido nas tabelas a seguir.

**Tabela 2: Calculo de S para o ponto 1**

Cota	Diferença	Comprimento	J	
(m)	de cotas	L		L/Raiz(J)
(m)	(m)	(m)	(m/m)	
790.0				
800.0	10.0	5400.0	0.0019	125484.66
820.0	20.0	2500.0	0.0080	27950.85
840.0	20.0	2350.0	0.0085	25473.39
860.0	20.0	1850.0	0.0108	17792.73
880.0	20.0	900.0	0.0222	6037.38
900.0	20.0	350.0	0.0571	1464.16
920.0	20.0	200.0	0.1000	632.46
940.0	20.0	100.0	0.2000	223.61
950.0	10.0	1050.0	0.0095	10759.30
Σ		14700.0		215818.53
L	(km)	14.700		
S	(m/m)		0.0046	
S	(m/km)		4.6	

d) Definição do fator de forma da bacia

O fator de forma é dado pela fórmula:

$$F = \frac{L}{2\left(\frac{A}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}}}$$

onde: L=comprimento do talvegue, [L]=km  
A=área da bacia de contribuição, [A]=km<sup>2</sup>

O fator de forma F para o ponto de verificação nº 1 é:

$$F_1 = 14.700 / [2 (33.2/\pi)^{1/2}] = 2.26$$

e) Cálculo do tempo de concentração

O tempo de concentração foi estimado através da fórmula de Kirpich, mostrada a seguir.

$$t_c = 57 \left( \frac{L^2}{S} \right)^{0.385}$$

onde: t<sub>c</sub>=tempo de concentração, [t<sub>c</sub>]=min  
L=comprimento do talvegue, [L]=km  
S=declividade equivalente, [S]=m/km

O valor obtido para o ponto 1 é:

$$t_{c1} = 250.1 \text{ minutos}$$

f) Grau de Impermeabilidade

Os graus de impermeabilidade das bacias foram avaliados segundo duas hipóteses: antes e depois da implantação do empreendimentos “Residencial Reserva Ecológica”. O Grau de Impermeabilidade “GI” é associado a um coeficiente volumétrico de escoamento "C2", podendo ser classificado em três categorias:

Grau de impermeabilidade da superfície	Coeficiente Volumétrico de escoamento
Baixo	0,30
Médio	0,50
Alto	0,80

O grau de impermeabilidade médio é obtido pela ponderação destes coeficientes em função das áreas com coberturas superficiais distintas através da expressão:

$$C2 = \frac{C2_1 A_1 + C2_2 A_2 + \dots + C2_n A_n}{\sum A_i}$$

Obteve-se, portanto, os valores de C2 em função do recobrimento da superfície. Para a situação atual considerou-se as áreas como descritas na Tabela 1. Para a situação futura considerou-se as áreas dos loteamentos cujo recobrimento foi considerado como de alto grau de impermeabilidade:

Situação atual

GI	Area (km <sup>2</sup> )	C2
Baixo	0.3	32.8
Médio	0.5	1.7
Alto	0.8	0

e

Situação futura

GI	Area (km <sup>2</sup> )	C2
Baixo	0.3	31
Médio	0.5	1.8
Alto	0.8	2.67

g) Definição da intensidade da chuva crítica

A definição da chuva crítica foi feita com base na Equação Intensidade-Duração-Freqüência desenvolvida para Bragança Paulista:

$$i_{t,T} = 33,7895 (t+30)^{-0,8832} + 5,4415 (t+10)^{-0,8442} \cdot [-0,4885 - 0,9635 \ln \ln(T/T-1)]$$

para  $10 \leq t \leq 1440$  segundos,

onde:  $T_r$ =período de retorno em anos  
 $t$ =duração da chuva, [t]=min  
 $i$ = intensidade máxima de chuva, [i]=mm/min

O período de recorrência utilizado foi de 100 anos. A duração da chuva foi considerada igual ao tempo de concentração da bacia.

O valor obtido para o ponto 1 é:

$$i_1 = 25.8 \text{ mm/h}$$

h) Coeficiente de distribuição espacial da chuva K

O fator K é função da área de drenagem e do tempo de concentração. Com base no gráfico apresentado na publicação do DAEE, utilizou-se o valor:

$$K = 0.97$$

i) Coeficiente C1

O coeficiente C1 é calculado a partir do coeficiente de forma F por

$$C1 = \frac{4}{(2 + F)}$$

Assim, obtém-se:

$$C1_1 = 0.939$$

j) Coeficiente C

O coeficiente C é dado por:

$$C = \frac{2}{1 + F} \cdot \frac{C2}{C1}$$

obtendo-se portanto:

$$\text{Ponto 1 (atual): } C_1 = 0.202$$

$$\text{Ponto 1 (futura): } C_1 = 0.227$$

k) Determinação da vazão de cheia

A vazão de cheia pe dada pela expressão

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot i \cdot A^{0,9} \cdot K$$

A tabela a seguir resume os coeficientes da equação acima utilizados:

Ponto	Coef. de Escoamento Superficial (C)	Fator de Forma da Bacia F	Coef. de Dispersão da Chuva K	Precipitação de Projeto i (mm/h)	Tempo de Concentração $t_c$ (min)	Declividade Equivalente S (m/km)
1						
Atual	0.202	2.26	0,98	25.8	250.1	4.6
Futura	0.227	2.26	0,98	25.8	250.1	4.6

Portanto:

$$\text{Ponto 1 (atual): } Q_1 = 32.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Ponto 1 (futura): } Q_1 = 36.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

l) Vazão de projeto

A vazão de projeto é obtida majorando-se a vazão de cheia em 10% (vazão de base):

$$\text{Atual: } Q_{p1} = 36.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Futura: } Q_{p1} = 40.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

### **Reservatório nº2 (jusante)**

a) Delimitação da bacia hidrográfica

A delimitação da bacia hidrográfica foi feita com base nas cartas escala 1:50.000 do IBGE, sendo apresentado em desenho anexo. O ponto 2 corresponde ao reservatório nº 2 (jusante).

b) Cálculo da área de drenagem

Com base no traçado da bacia, a área de drenagem incremental entre os pontos 1 e 2 é de 1,3km<sup>2</sup>.

c) Determinação da declividade equivalente

O cálculo de S é resumido nas tabelas a seguir.

**Tabela 3: Calculo de S para o ponto 2**

Cota (m)	Diferença de cotas (m)	Comprimento L (m)	J (m/m)	L/Raiz(J)
785.0				
790.0	5.0	1400.0	0.0036	23426.48
$\Sigma$		1400.0		23426.48
L	(km)	1.400		
S	(m/m)		0.0036	
S	(m/km)			3.6

d) Definição do fator de forma da bacia

O fator de forma é dado pela fórmula:

$$F = \frac{L}{2\left(\frac{A}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}}}$$

onde: L=comprimento do talvegue, [L]=km  
A=área da bacia de contribuição, [A]=km<sup>2</sup>

O fator de forma F para o ponto de verificação nº 2 é:

$$F_2 = 1.400/[2 (1.3/\pi)^{1/2}] = 1.09$$

e) Cálculo do tempo de concentração

Uma vez que o reservatório nº 2 encontra-se a jusante do reservatório nº 1, será utilizado o tempo de concentração calculado para o ponto 1, que é:

$$t_{c2} = t_{c1} = 250.1 \text{ minutos}$$

f) Grau de Impermeabilidade

Os graus de impermeabilidade das bacias foram avaliados segundo duas hipóteses: antes e depois da implantação do empreendimentos "Residencial Reserva Ecológica". O Grau de Impermeabilidade "GI" é associado a um coeficiente volumétrico de escoamento "C2", podendo ser classificado em três categorias:

<b>Grau de impermeabilidade da superfície</b>	<b>Coeficiente Volumétrico de escoamento</b>
Baixo	0,30
Médio	0,50
Alto	0,80

O grau de impermeabilidade médio é obtido pela ponderação destes coeficientes em função das áreas com coberturas superficiais distintas através da expressão:

$$C2 = \frac{C2_1 A_1 + C2_2 A_2 + \dots + C2_n A_n}{\sum A_i}$$

Obeve-se, portanto, os valores de C2 em função do recobrimento da superfície. Para a situação atual considerou-se as áreas como descritas na Tabela 1. Para a situação futura considerou-se as áreas dos loteamentos cujo recobrimento foi considerado como de alto grau de impermeabilidade:

Situação atual

GI		Area (km <sup>2</sup> )	C2
Baixo	0.3	0	0.500
Médio	0.5	1.3	
Alto	0.8	0	

e

Situação futura

GI		Area (km <sup>2</sup> )	C2
Baixo	0.3	0	0.723
Médio	0.5	0.335	
Alto	0.8	0.965	

g) Definição da intensidade da chuva crítica

Como explicado anteriormente no caso do tempo de concentração, a chuva a ser aplicada sobre a bacia incremental do ponto 2 é a mesma chuva considerada para o ponto 1:

$$I_2 = I_1 = 25.8 \text{ mm/h}$$

h) Coeficiente de distribuição espacial da chuva K

O fator K é função da área de drenagem e do tempo de concentração. Com base no gráfico apresentado na publicação do DAEE, utilizou-se o valor:

$$K = 1.00$$

i) Coeficiente C1

O coeficiente C1 é calculado a partir do coeficiente de forma F por

$$C1 = \frac{4}{(2 + F)}$$

Assim, obtém-se:

$$C1_2 = 1.295$$

j) Coeficiente C

O coeficiente C é dado por:

$$C = \frac{2}{1 + F} \cdot \frac{C2}{C1}$$

obtendo-se portanto:

Ponto 2 (atual):  $C_2 = 0.370$

Ponto 2 (futura):  $C_2 = 0.534$

k) Determinação da vazão de cheia

A vazão de cheia pe dada pela expressão

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot i \cdot A^{0,9} \cdot K$$

A tabela a seguir resume os coeficientes da equação acima utilizados:

Ponto 1	Coef. de Escoamento Superficial (C)	Fator de Forma da Bacia F	Coef. de Dispersão da Chuva K	Precipitação de Projeto i (mm/h)	Tempo de Concentração $t_c$ (min)	Declividade Equivalente S (m/km)
Atual	0.370	1.09	1.00	25.8	250.1	3.6
Futura	0.534	1.09	1.00	25.8	250.1	3.6

Portanto:

Ponto 2 (atual):  $Q_2 = 3.4 \text{ m}^3/\text{s}$

Ponto 2 (futura):  $Q_2 = 4.8 \text{ m}^3/\text{s}$

l) Vazão de projeto

A vazão de projeto é obtida majorando-se a vazão de cheia em 10% (vazão de base):

Atual:  $Q_{p1} = 3.7 \text{ m}^3/\text{s}$

Futura:  $Q_{p1} = 5.3 \text{ m}^3/\text{s}$

Estas vazões, correspondentes ao incremento devido à área de contribuição entre os pontos 1 e 2, deverão ser acrescidas da vazão amortecida do reservatório nº 1.

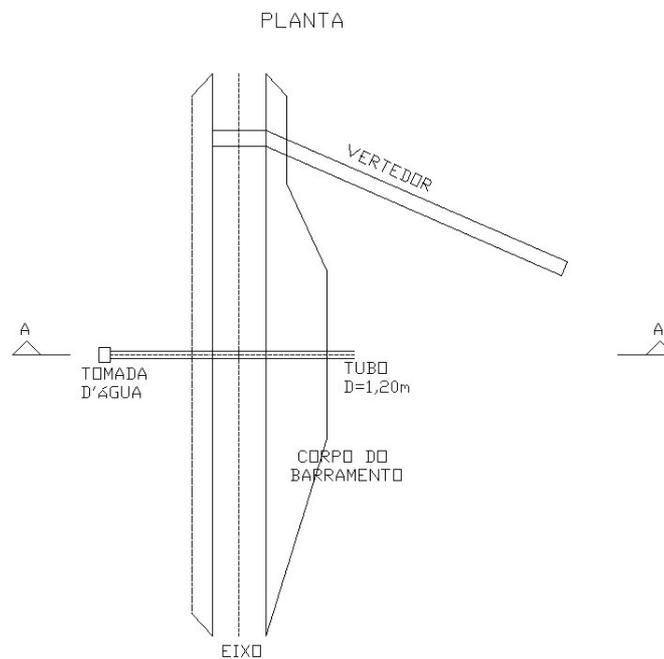
## Descrição das estruturas existentes

### **Esquema geral**

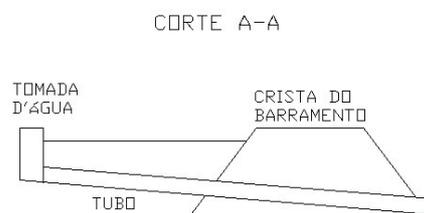
Ambos os barramentos apresentam características semelhantes. Tratam-se de barramentos com maciço de argila compactada. Ambos os barramentos são dotados de estruturas de descarga tipo vertedor para vazões de pico e tubulação com tomada d' água dotada de torre e galeria para vazões normais.

O vertedor consiste em uma soleira retangular e um canal vertedor em alvenaria de pedra. A tomada d' água é dotada de uma caixa em alvenaria conectada a um tubo circular de diâmetro 1,20 m em ambos os barramentos.

A Figura 3 a seguir apresenta o arranjo geral em planta destas estruturas. A Figura 4, apresenta o corte A-A indicado na Figura 3.



**Figura 3: Arranjo geral das estruturas**



**Figura 4: Corte A-A**

### **Reservatório nº 1**

É o maior entre os dois reservatórios em questão, ocupando uma área aproximada de 13,5 ha.

O barramento nº 01 e suas estruturas de descarga podem ser visualizados nas fotografias a seguir:



**Barramento nº 01: Vista geral**



**Barramento nº 01: Vertedor**



**Barramento nº 01: Canal vertedor**



**Barramento nº 01: Tomada d'água**



**Barramento nº 01: Tomada d'água (detalhe)**



**Barramento nº 01: Tubulação de descarga**

A Tabela 4 a seguir apresenta as dimensões dos principais elementos indicados nas figuras Figura 3 e Figura 4.

**Tabela 4: Dimensões dos elementos constituintes do barramento nº 01**

Elemento	Dimensões
<b>Vertedor</b>	
Largura	2,90m
Altura	1,50m
Cota da soleira do vertedor	790,20m
<b>Barramento</b>	
Cota da Crista do barramento	791,20m
Altura do barramento	8,0m
<b>Estrutura de descarga</b>	
Tomada d'água	2 x 2,10m
Cota da soleira	788,50m
Diâmetro do tubo	1,20 m
<b>Canal Vertedor</b>	
Largura	2,80m
Altura	1,45m
Declividade	0,057m/m

### Estruturas de descarga

As estruturas de descarga consistem em uma tomada d'água com descarga de fundo através de um tubo de diâmetro 1,20m e de um vertedor retangular localizado na extremidade esquerda do barramento com dimensões  $B=2,90 \times H=1,50m$ .

#### 1. Capacidade de descarga – tomada d'água:

A capacidade de descarga da estrutura composta pela tomada d'água e descarga de fundo foi estimada com base na equação para soleira quando a estrutura funciona em escoamento livre e para condutos forçados quando a estrutura funciona afogada.

A mudança de regime de escoamento ocorre quando a vazão pela soleira excede a capacidade de escoamento da tubulação em regime livre.

Utilizou-se as equações apresentadas a seguir:

- Vazão no tubo (escoamento livre) – Equação de Chèzy:  $Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}$

onde: Q = vazão (m<sup>3</sup>/s)  
n = coeficiente de Manning  
A = área do escoamento (m<sup>2</sup>)  
R<sub>h</sub> = raio hidráulico (m)  
i = declividade do tubo (m/m)

Utilizou-se o valor de n=0,014 para o tubo de concreto.

A declividade da tubulação no barramento nº 1 é de 0,086 m/m.

- Vazão no tubo (escoamento forçado):  $Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$

onde: Q = vazão (m<sup>3</sup>/s)  
C<sub>d</sub> = coeficiente de descarga  
A = área do escoamento (m<sup>2</sup>)  
H = carga disponível (m)  
g = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>)

O valor de C<sub>d</sub> pode ser estimado com base na relação L/D (comprimento/diâmetro) da tubulação [7]. Utilizou-se C<sub>d</sub>=0,6.

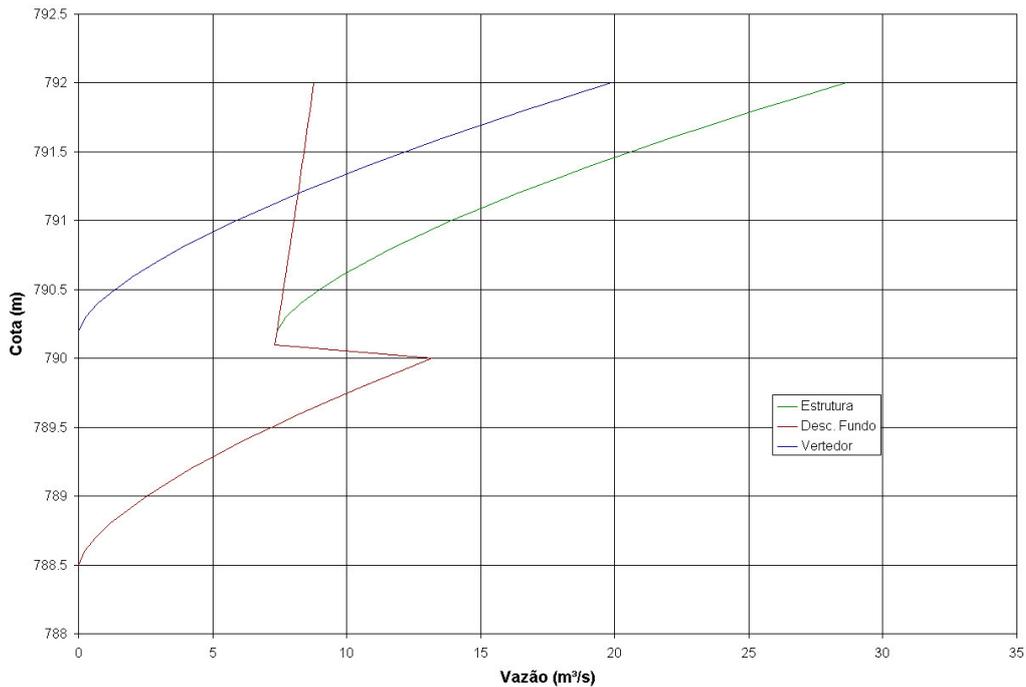
## 2. Capacidade de descarga – Vertedor:

A vazão no vertedor foi calculada através da equação para soleira espessa:

$$Q = 4,43 \cdot \mu \cdot L \cdot H^{3/2}$$

com  $\mu=0,38$ .

A Figura 5 a seguir apresenta as curvas de descarga das estruturas do barramento nº 1.



**Figura 5: Curvas de descarga – Barramento 01**

### 3. Capacidade de descarga – canal do vertedor:

O canal do vertedor deve ter capacidade de escoamento suficiente para conduzir a vazão máxima que passa pela soleira do vertedor quando da ocorrência da cheia. A capacidade de descarga do canal do vertedor foi obtida através da equação de Chèzy considerando-se uma borda livre de 0,50m e coeficiente de manning  $n=0,025$  dadas as características do seu revestimento (alvenaria de pedra).

$$Q_{\max \text{ canal vertedor}} = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{0,025} \cdot (2,80 \cdot 0,90) \cdot \left( \frac{(2,80 \cdot 0,90)}{(2,80 + 2 \cdot 0,90)} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,057^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_{\max \text{ canal vertedor}} = 16,81 \text{ m}^3/\text{s}$$

### Curvas cota x área e cota x volume

A Tabela 5 a seguir apresenta as curvas cota x área e cota x volume do reservatório nº 1 obtidas através da planimetria das cartas IBGE escala 1:10.000.

**Tabela 5: Curvas cota x área e cota x volume - Reservatório nº 1**

Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )
780	0	0
785	124588	311470
790	202030	816545
795	271505	1183838

## **Reservatório nº 2**

Localiza-se no ribeirão das Pedras a jusante do empreendimento, imediatamente a jusante da travessia nº 1 [5]. É o menor entre os dois reservatórios em questão, ocupando uma área aproximada de 8,9 ha. Encontra-se a jusante do reservatório nº 1, sendo suas vazões de projeto sujeitas ao amortecimento que ocorre nesta estrutura.

O barramento nº 02 e suas estruturas de descarga podem ser visualizados nas fotografias a seguir:



**Barramento nº 02: Vista geral**



**Barramento nº 02: Vedador**



**Barramento nº 02: Canal vedador**



**Barramento nº 02: Tomada d'água**



**Barramento nº 02: Tomada d'água (detalhe)**



**Barramento nº 02: Tubulação de descarga**

A Tabela 6: Dimensões dos elementos constituintes dos barramentos a seguir apresenta as dimensões dos principais elementos indicados.

**Tabela 6: Dimensões dos elementos constituintes dos barramentos**

Elemento	Dimensões
<b>Vertedor</b>	
Largura	1,90m
Altura	0,80m
Cota da soleira do vertedor	780,50m
<b>Barramento</b>	
Cota da Crista do barramento	781,50m
Altura do barramento	3,8m
<b>Estrutura de descarga</b>	
Tomada d'água	2 x 1,90m
Cota da soleira	780,00m
Diâmetro do tubo	1,20 m
<b>Canal Vertedor</b>	
Largura	2,50m
Altura	1,10m
Declividade	0,038m/m

## Estruturas de descarga

As estruturas de descarga consistem em uma tomada d' água com descarga de fundo através de um tubo de diâmetro 1,20m e de um vertedor localizado em uma das extremidades do barramento com dimensões B=1,90 x H=0,80m.

### 1. Capacidade de descarga – tomada d' água:

A capacidade de descarga da estrutura composta pela tomada d' água e descarga de fundo foi estimada com base na equação para soleira quando a estrutura funciona em escoamento livre e para condutos forçados quando a estrutura funciona afogada.

A mudança de regime de escoamento ocorre quando a vazão pela soleira excede a capacidade de escoamento da tubulação em regime livre.

Utilizou-se as equações apresentadas a seguir:

- Vazão no tubo (escoamento livre) – Equação de Chèzy:  $Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}$

onde: Q = vazão (m<sup>3</sup>/s)  
n = coeficiente de Manning  
A = área do escoamento (m<sup>2</sup>)  
R<sub>h</sub> = raio hidráulico (m)  
i = declividade do tubo (m/m)

Utilizou-se o valor de n=0,014 para o tubo de concreto.

A declividade da tubulação no barramento nº 2 é de 0,021 m/m.

- Vazão no tubo (escoamento forçado):  $Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$

onde: Q = vazão (m<sup>3</sup>/s)  
C<sub>d</sub> = coeficiente de descarga  
A = área do escoamento (m<sup>2</sup>)  
H = carga disponível (m)  
g = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>)

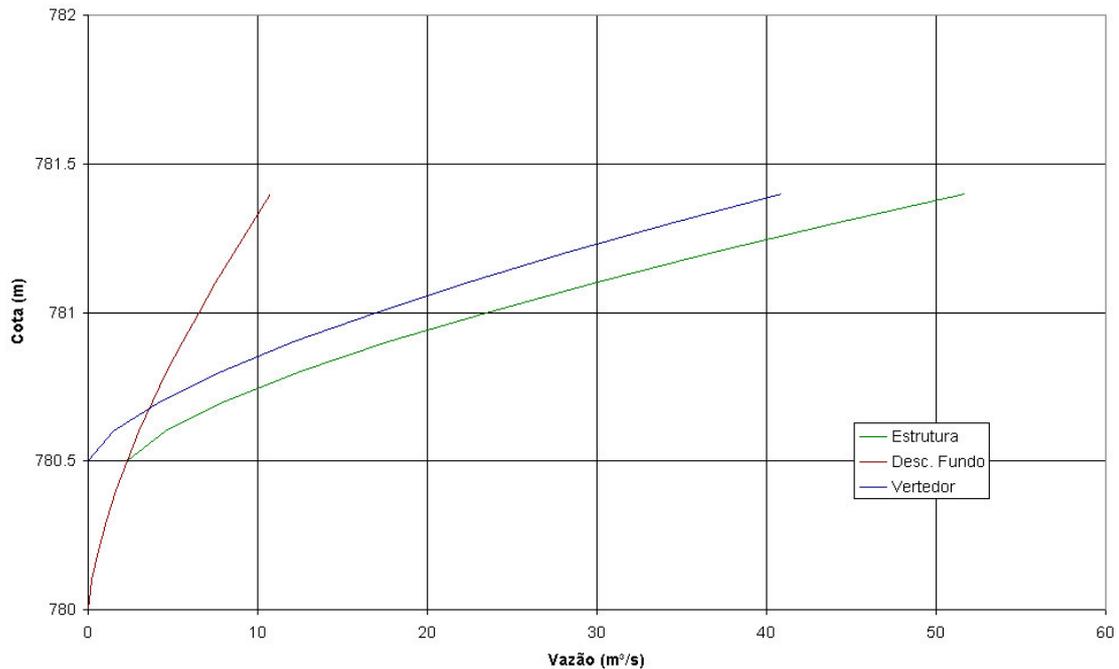
O valor de C<sub>d</sub> pode ser estimado com base na relação L/D (comprimento/diâmetro) da tubulação [7]. Utilizou-se C<sub>d</sub>=0,6.

### 2. Capacidade de descarga – Vertedor:

A vazão no vertedor foi calculada através da equação para soleira espessa:

$$Q = 4,43 \cdot \mu \cdot L \cdot H^{3/2}$$

A Figura 6 a seguir apresenta a curva de descarga das estruturas.



**Figura 6: Curva de descarga – Barramento nº 02**

### 3. Capacidade de descarga – canal do vertedor:

O canal do vertedor deve ter capacidade de escoamento suficiente para conduzir a vazão máxima que passa pela soleira do vertedor quando da ocorrência da cheia. A capacidade de descarga do canal do vertedor foi obtida através da equação de Chèzy considerando-se uma borda livre de 0,50m e coeficiente de manning  $n=0,025$  dadas as características do seu revestimento (alvenaria de pedra).

$$Q_{\max \text{ canal vertedor}} = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{0,025} \cdot (2,50 \cdot 0,60) \cdot \left( \frac{(2,50 \cdot 0,60)}{(2,50 + 2 \cdot 0,60)} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,038^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_{\max \text{ canal do vertedor}} = 6,90 \text{ m}^3/\text{s}$$

### Curvas cota x área e cota x volume

A Tabela 7 a seguir apresenta as curvas cota x área e cota x volume do reservatório nº 2 obtidas através da planimetria das cartas IBGE escala 1:10.000.

**Tabela 7: Curvas cota x área e cota x volume - Reservatório nº 2**

Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )
785	0	0
790	39560	98900
795	89271	322078

## Cálculo do amortecimento da onda de cheia e dos níveis máximos nas estruturas

Inicialmente será feita a verificação das estruturas quanto à condição atual. Esta verificação irá definir a vazão máxima que escoar pelas estruturas de descarga dos barramentos e nos níveis d'água máximos atingidos.

### **Barramento nº1**

O hidrograma de cheia pode ser simplificado por um hidrograma triangular que tem como pico o valor da vazão de projeto calculada nos itens anteriores.

O tempo de pico  $t_p$  é obtido pela relação:

$$C1 = \frac{t_p}{t_c}, \text{ portanto } t_p = 234.788 \text{ min.}$$

Com o tempo de pico e a vazão de projeto, obtém-se o volume de escoamento da parte ascendente do hidrograma (V1).

$$V1 = (t_p \times Q_p) / 2 = 254761 \text{ m}^3$$

A relação entre V1 e o volume total do hidrograma é dada por:

$$f = \frac{2V1}{V}$$

onde  $f$  também pode ser calculado em função dos coeficientes C1 e C2:

$$C = f \frac{C2}{C1}$$

$$f = 0.61332$$

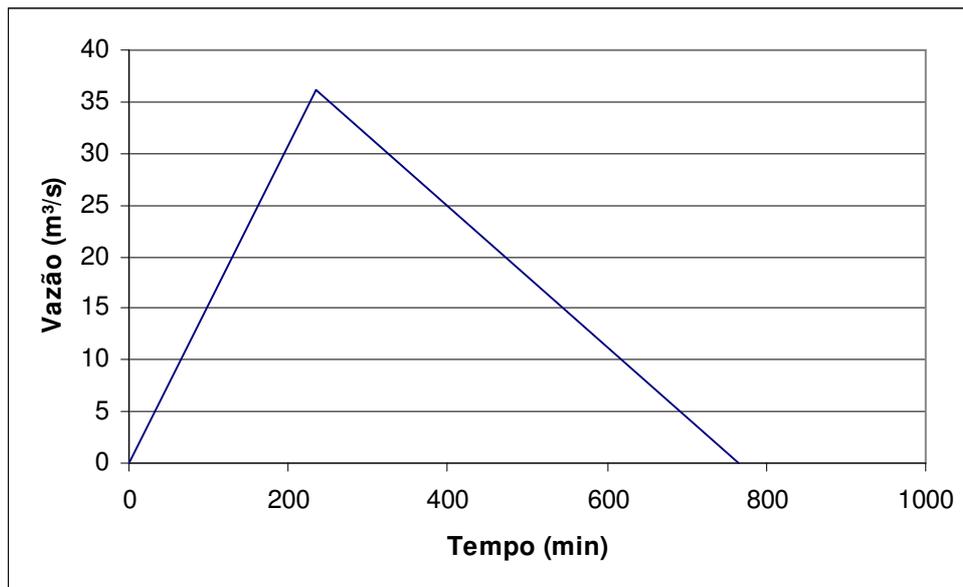
e

$$V = 830765 \text{ m}^3$$

Obtém-se portanto o tempo de base do hidrograma:

$$t_b = t_p + 2 \times (V - V1) / Q_p = 765.63 \text{ min}$$

O hidrograma com estas características é mostrado na figura a seguir.



**Figura 7: Hidrograma de cheia – ponto 1 – situação atual**

Através da curva cota x volume do reservatório e das curvas de descarga do vertedor, podemos determinar nível máximo correspondente à passagem do hidrograma de cheia:

NA normal = cota da soleira do vertedor = 790,20m  
 NA Max. = 791,40m ⇒ Acima da cota da crista da barragem!

Esta situação permite concluir que o barramento atual e suas estruturas de descarga não possuem condições de escoar a vazão de projeto correspondente ao período de retorno de 100 anos.

Neste sentido, propõe-se que sejam realizadas intervenções no reservatório nº 1 de modo a adequá-lo às vazões de projeto.

Para o dimensionamento destas intervenções será utilizada a vazão de projeto para a situação futura, uma vez que deve-se prever a influência da implantação do loteamento “Residencial Reserva Ecológica” nas vazões de pico.

Como medida inicial, propõe-se o alteamento da crista do barramento em 0,80m, de 791,20 para 792,00m. Esta solução deve ser avaliada sob o ponto de vista geotécnico, sendo que no presente estudo será avaliada somente sob o ponto de vista hidráulico.

Para garantir-se a borda livre mínima de projeto de 0,50m, a cota da crista 792,00 impõe um NA máximo de 791,50m.

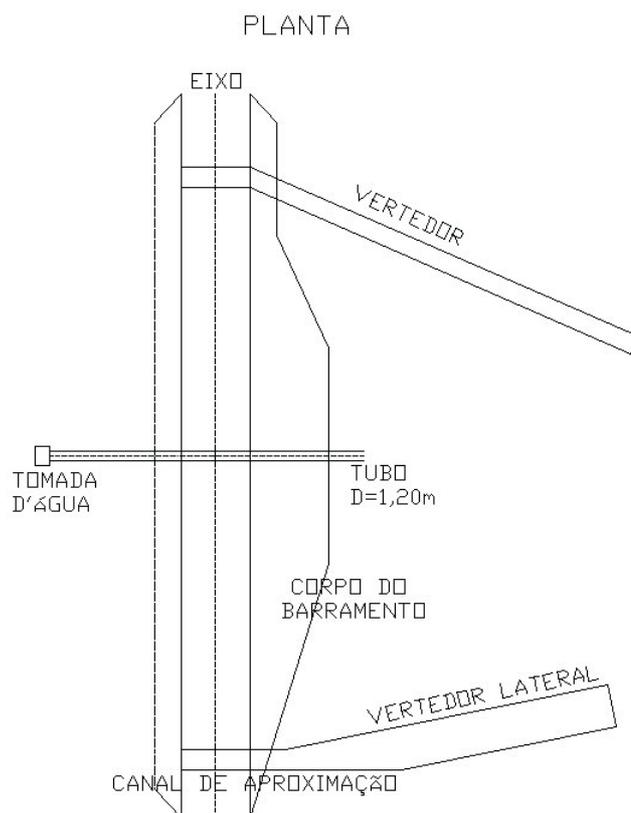
Da curva cota x volume do reservatório, obtém-se para esta cota de NA máximo, partindo-se de um NA normal de 790,20, que é a cota da soleira do vertedor, um volume de reservação de:

$$V_r = 95495 \text{ m}^3$$

Com o volume da cheia e o volume de reservação, obtemos a vazão máxima a ser escoada pela estruturas de descarga:

$$Q_s \max = \frac{2(V - V_r)}{t_b} = 2 (932294 - 95495) / (765.63 \times 60) = 36.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

A largura do vertedor deve ser alterada de forma a escoar esta nova vazão. Da curva de descarga do descarregador de fundo, obtém-se para a cota de 791,50m o valor de vazão de 7,2 m<sup>3</sup>/s. Portanto o vertedor deverá ser capaz de escoar o restante da vazão, ou seja, 29,2 m<sup>3</sup>/s. Este aumento na capacidade de vazão deve ser obtido através da construção de um vertedor auxiliar, uma vez que a estrutura existente, constituída pelo vertedor e pelo canal do vertedor tem capacidade máxima de 16,81 m<sup>3</sup>/s. A sugestão que se apresenta é a da construção de um vertedor lateral na margem oposta ao existente.



**Figura 8: Arranjo com vertedor lateral**

Considerando-se a cota máxima de operação de 791,50m, o vertedor atual possui capacidade de descarga de:

$$Q = 4,43 \times 0,60 \times 2,9 \times (791,50 - 790,2)^{3/2} = 11,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

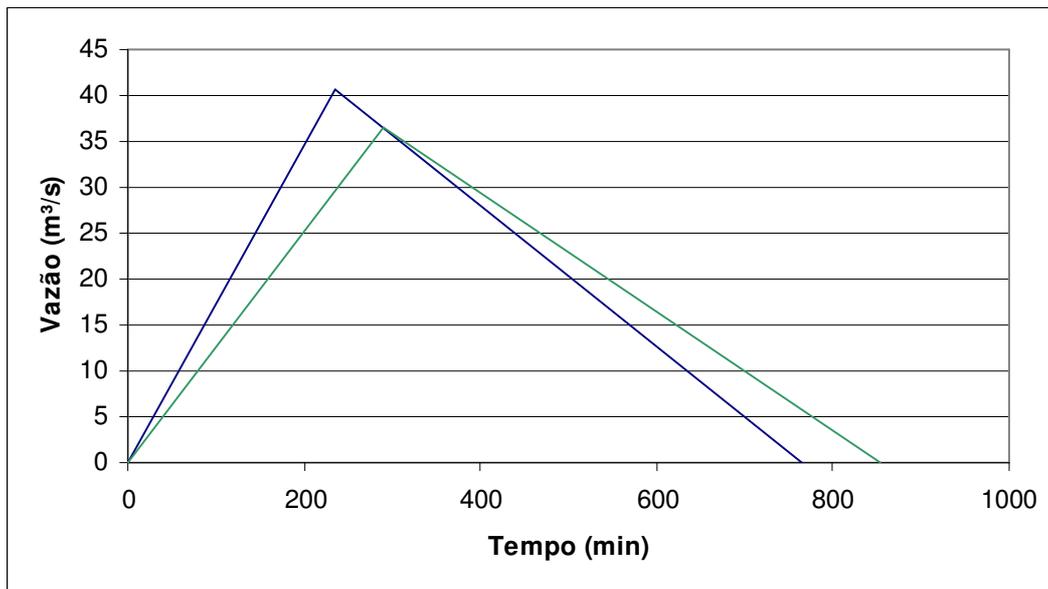
Isto representa que o vertedor adicional deverá ser projetado para escoar a vazão de 19,4 m<sup>3</sup>/s. A largura útil para escoar a vazão acima pode ser determinada pela equação da soleira:

$$Q = 4,43 \cdot \mu \cdot L \cdot H^{3/2}$$

que conduz a:

$$L_1 = 6,30 \text{ m}$$

A figura a seguir apresenta os hidrogramas afluente e efluente considerando-se as modificações propostas.



**Figura 9: Hidrogramas de cheia - reservatório 01**

### **Barramento nº2**

No caso do barramento nº 2, será considerada a vazão efluente do barramento nº 1 (38,0 m³/s) acrescida da vazão incremental. Os cálculos referem-se à condição futura.

$$Q_{p2} = 36,4 \text{ m}^3/\text{s} + 5,3 \text{ m}^3/\text{s} = 41,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

O hidrograma de cheia pode ser simplificado por um hidrograma triangular que tem como pico o valor da vazão de projeto calculada nos itens anteriores.

O tempo de pico  $t_p$  é obtido pela relação:

$$C1 = \frac{t_p}{t_c}, \text{ portanto } t_p = 323.95 \text{ min.}$$

Com o tempo de pico e a vazão de projeto, obtém-se o volume de escoamento da parte ascendente do hidrograma (V1).

$$V1 = (t_p \times Q_p) / 2 = 405854 \text{ m}^3$$

A relação entre V1 e o volume total do hidrograma é dada por:

$$f = \frac{2V1}{V}$$

onde  $f$  também pode ser calculado em função dos coeficientes C1 e C2:

$$C = f \frac{C2}{C1}$$

$$f = 0.9578$$

e

$$V = 847497 \text{ m}^3$$

Obtém-se portanto o tempo de base do hidrograma:

$$t_b = t_p + 2 \times (V - V_1) / Q_p = 676.5 \text{ min}$$

Considerando-se o NA normal como a cota da soleira do vertedor (780,5 m) e como cota máxima do NA a cota da crista do barramento existendo descontando-se a borda livre de 0,50m, o que equivale a NA max=781,0m, obtém-se da curva cota x volume do reservatório o volume de reservação:

$$V_r = 9890 \text{ m}^3$$

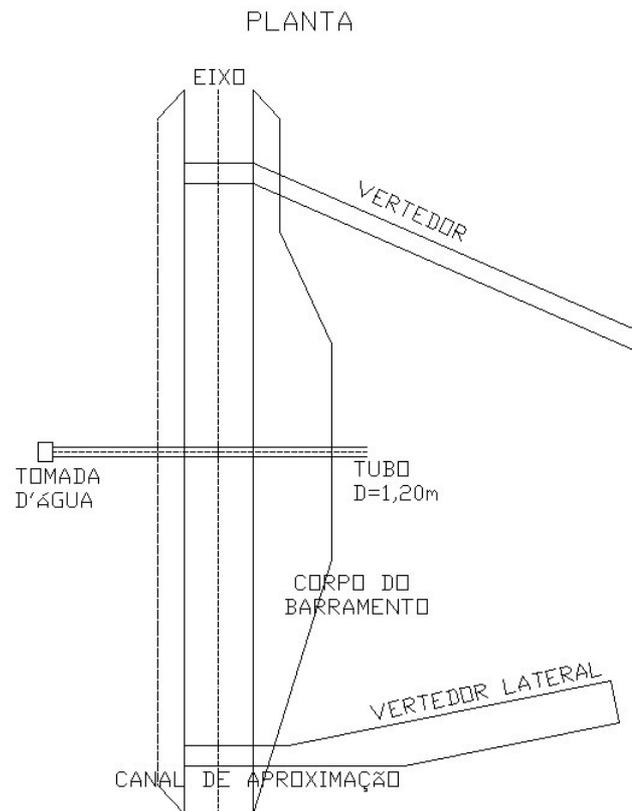
Com o volume da cheia e o volume de reservação, obtemos a vazão máxima a ser escoada pela estruturas de descarga:

$$Q_s \text{ max} = \frac{2(V - V_r)}{t_b} = 2 (847497 - 9890) / (676.5 \times 60) = 41.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

A largura do vertedor deve ser alterada de forma a escoar esta nova vazão. Da curva de descarga do descarregador de fundo, obtém-se para a cota de 781,0m o valor de vazão de 6,5 m<sup>3</sup>/s. Portanto o vertedor deverá ser capaz de escoar o restante da vazão, ou seja, 34,7 m<sup>3</sup>/s.

Este aumento na capacidade de vazão deve ser obtido através da construção de um vertedor auxiliar, uma vez que a estrutura existente, constituída pelo vertedor e pelo canal do vertedor tem capacidade máxima de 6,90 m<sup>3</sup>/s.

A sugestão que se apresenta é a da construção de um vertedor lateral na margem oposta ao existente.



**Figura 10: Arranjo com vertedor lateral**

Considerando-se a cota máxima de operação de 781,0m, o vertedor atual possui capacidade de descarga de:

$$Q = 4,43 \times 0,60 \times 1,9 \times (781, -780,5)^{3/2} = 1,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

Isto representa que o vertedor adicional deverá ser projetado para escoar a vazão de 38,5 m<sup>3</sup>/s.

Cálculo da largura do vertedor:

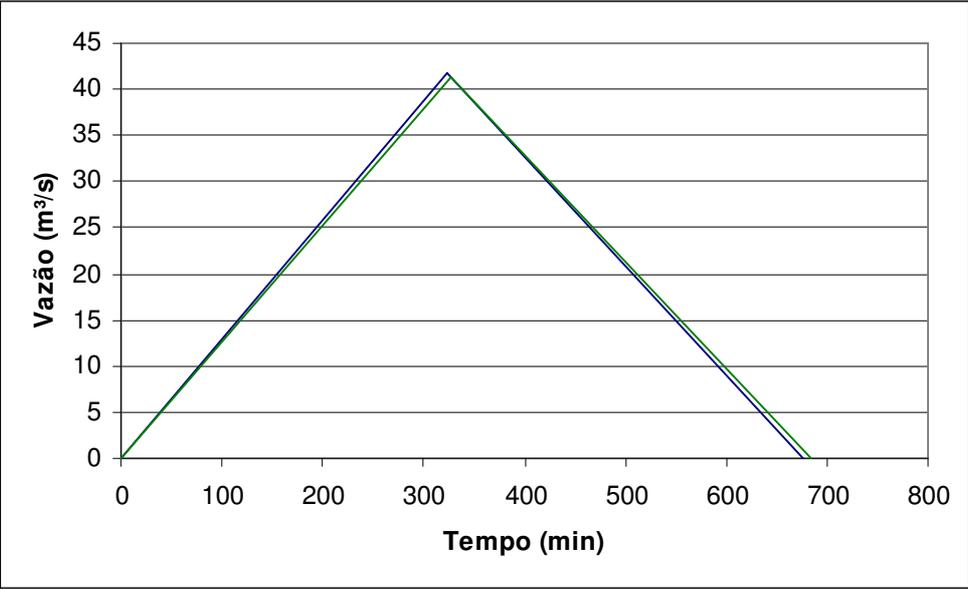
A largura útil do vertedor para escoar a vazão acima pode ser determinada pela equação da soleira:

$$Q = 4,43 \cdot \mu \cdot L \cdot H^{3/2}$$

que conduz a:

$$L_2 = 40,9\text{m}$$

A figura a seguir apresenta os hidrogramas afluente e efluente considerando-se as modificações propostas.



**Figura 11: Hidrogramas de cheia - reservatório 02**

## Vazões Mínimas

O estudo de vazões mínimas é feito através dos cálculos de regionalização hidrológica para o local em questão.

Os cálculos foram feitos com base no trabalho “Regionalização Hidrológica no Estado de São Paulo”, publicado na revista Águas e Energia Elétrica - DAEE - ano 5 - nº 14 – 1988 e disponibilizados na Internet através do “Sistema Integrado de Gerenciamento de Recursos Hídricos de São Paulo - SIGRH” ([www.sigrh.sp.gov.br](http://www.sigrh.sp.gov.br)).

Os valores obtidos são apresentados a seguir.

### *Barramento 01:*

Coordenada Norte: 7.451,863 Km

Coordenada Este: 339,066 Km

Área de contribuição: 33,2 km<sup>2</sup>

Vazão média pluriannual: 0,427 m<sup>3</sup>/s ou 1.537,20 m<sup>3</sup>/h

Vazão Regularizável: 0,214 m<sup>3</sup>/s ou 770,40 m<sup>3</sup>/h

Vazão Mínima para jusante: 0,123 m<sup>3</sup>/s ou 442,80 m<sup>3</sup>/h

### *Barramento 02:*

Coordenada Norte: 7.453,214 Km

Coordenada Este: 338,184 Km

Área de contribuição: 34,5 km<sup>2</sup>

Vazão média pluriannual: 0,446 m<sup>3</sup>/s ou 1.605,60 m<sup>3</sup>/h

Vazão Regularizável: 0,223 m<sup>3</sup>/s ou 802,80 m<sup>3</sup>/h

Vazão Mínima para jusante: 0,129 m<sup>3</sup>/s ou 464,40 m<sup>3</sup>/h

Os descarregadores de fundo deverão ser dotados de dispositivo que permita a passagem da vazão mínima para jusante.

Recomenda-se a colocação de um orifício na base da torre da tomada d'água 1,20m abaixo da cota da soleira do descarregador de fundo, com diâmetro 2 x 100mm.

## Conclusões e Recomendações

O presente estudo apresentou o cálculo das vazões afluentes aos reservatórios existentes na área de implantação do empreendimento “Residencial Reserva Ecológica” em Atibaia, São Paulo.

Com base nas vazões calculadas, efetuou-se o cálculo do comportamento dos barramentos existentes em função do período de retorno de 100 anos necessário para a obtenção de outorga junto ao DAEE.

Inicialmente, detectou-se que os barramentos existentes não apresentam condições de funcionamento adequadas face às vazões de projeto em função da configuração atual dos terrenos.

Detectou-se ainda que a impermeabilização resultante da implantação do empreendimento “Residencial Reserva Ecológica” compromete o funcionamento das estruturas relativamente à vazão de pico para 100 anos.

Para que esta condição seja atendida, propõe-se modificações nas estruturas existentes de modo a adequá-las à vazão de projeto por ocasião da implantação do empreendimento.

Estas modificações devem ser objeto de projeto específico, englobando critérios hidráulicos, estruturais e geotécnicos no sentido do alteamento da crista e ampliação do vertedor do barramento nº 1 e da implantação dos vertedores laterais nos barramentos nº 01 e 02 sugeridos no presente estudo.

São Paulo, 21 de setembro de 2004

Engenheiro Francisco Martins Fadiga Jr.  
CREA 060.166.779-4