

# RELATÓRIO TÉCNICO DA CGH POÇO FUNDO

DAEE – IT - DPO N°12 – ANEXO 12-A

JULHO de 2019

Francisco José Blasi de Toledo Piza  
Eng. Civil CREA 5060456697  
ART 28027230190911165

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>Caracterização do Empreendimento.....</b>	<b>03</b>
1.1	Introdução.....	03
1.2	Descrição Geral do Empreendimento.....	03
1.3	Desenhos.....	04
1.4	Ficha Técnica Resumida.....	04
<b>2</b>	<b>Estudos Hidrológicos.....</b>	<b>06</b>
2.1	Métodos Indiretos.....	06
2.2	Métodos Estatísticos Diretos.....	13
<b>3</b>	<b>Estudos Hidráulicos.....</b>	<b>23</b>
3.1	Curva Cota x Área x Volume.....	23
3.2	Definição de Níveis Notáveis.....	23
3.3	Estudo de Amortecimento de Cheia.....	24
3.4	Vazão Máxima Defluente.....	24
3.5	Dimensionamento do Vertedor.....	24
3.6	Dimensionamento do Descarregador de Fundo.....	24
3.7	Avaliação dos Efeitos dos Níveis D'água à Jusante e Montante do Reservatório.....	25
3.8	Dimensionamento da Estrutura de Dissipação de Energia.....	25
<b>4</b>	<b>Balanco Hídrico.....</b>	<b>26</b>
4.1	Determinação de Vazões Médias Mínimas.....	26
4.2	Análise da Bacia de Montante.....	27
4.3	Análise do Trecho Curtucircuitado.....	28
4.4	Análise do Trecho à Jusante do Canal de Restituição.....	28
<b>5</b>	<b>Regra Operacional.....</b>	<b>28</b>
<b>6</b>	<b>Considerações Finais.....</b>	<b>29</b>
<b>7</b>	<b>Desenhos.....</b>	<b>30</b>

# RELATÓRIO TÉCNICO DA CGH POÇO FUNDO

DAEE – Instrução Técnica - DPO N°12 – Anexo 12-A

## 1 Caracterização do Empreendimento

### 1.1 Introdução

**Objetivo:** O presente relatório foi redigido para apresentar resultados dos levantamentos e dos estudos hidrológicos hidráulicos e hidroenergéticos em conformidade com a Instrução Técnica - DPO N°12 – Anexo 12-A do DAEE, da CGH Poço Fundo, existente e fora de operação, situada no município de Piedade - SP.

### 1.2 Descrição Geral do Empreendimento

A CGH Poço Fundo está situada na área urbana na cidade e município de Piedade, na região de Sorocaba, no estado de São Paulo. Dentro desta propriedade passa o Rio Pirapora com desnível acentuado por corredeiras entre a divisa de entrada e de saída da propriedade, totalizando aproximadamente 37 m de desnível num percurso de 550 m.

O Proprietário da área pretende reativar a Central de Geração Hidrelétrica – CGH Poço Fundo para produção e venda de energia elétrica. Para tanto apresentamos os levantamentos e estudos anexos a este documento.

A CGH Poço Fundo já existente operou entre 1972 até 2002 e será reativada sem nenhuma modificação em suas instalações, a não ser a melhoria do vertedor, também não haverá novos desmatamentos, apenas será feita a manutenção necessária nos equipamentos para a otimização do desempenho e da produção de energia. A Casa de Máquinas contará com duas turbinas Francis com potência de 700kW, totalizando 1400kW de potência, no período de seca uma única turbina estará funcionando e no período das águas as duas turbinas estarão operando. A instalação desta CGH é do tipo “A Fio D’água”, ou seja, sem reservatório regulador. O barramento do rio visa apenas a manutenção do nível para captação de água. O Canal de adução leva até a um decantador, seguido da câmara de carga e tubulação forçada, que termina na casa de máquinas. A casa de máquinas situa-se próxima do rio é ligada a este pelo canal de fuga, numa disposição típica deste tipo de instalação.

A área da bacia de contribuição é de 144 km<sup>2</sup>, contendo a área urbana do município de Piedade, vegetação mista entre mata atlântica, reflorestamentos de uso

industrial e culturas diversas, esta bacia está representada nas Cartas do IBGE anexas neste documento, compreendendo a parte norte da Carta Jurupará e a parte sul da Carta Sorocaba.

- 1.3 Desenhos      a) Localização na cartografia IBGE:      Anexo 1  
                          b) Localização imagem Google Earth:      Anexo 2

#### 1.4 Ficha Técnica Resumida

##### a) Situação, localização

Curso D'Água:      **Rio Pirapora**

Sub bacia:      **Tietê – Sorocaba**

UGRHI 10 – SMT – Sorocaba Médio Tietê



Figura 01: Delimitação da UGRG – 10 e local da obra.

Coordenadas Geográficas: Lat.      **23° 41' 43" S**

Lon.      **47° 26' 51" W**

Município de Piedade - SP

## b) Hidrologia

Área de Drenagem	<b>144 km<sup>2</sup></b>
Precipitação anual média:	<b>1307,8 mm</b>
Vazão média de longo termo	<b>1,54 m<sup>3</sup>/s</b>
Vazões mínimas: Q <sub>7,10</sub>	<b>0,32m<sup>3</sup>/s</b>
Curva de Permanência Q <sub>P%</sub>	

Vazão para "P (%)" de permanência (m<sup>3</sup>/s):

P (%)	5	10	15	20	25	30	40	50	60	70	75	80	85	90	95	100
Q (m <sup>3</sup> /s)	3,688	3,052	2,561	2,220	1,932	1,725	1,421	1,214	1,045	0,911	0,842	0,779	0,722	0,646	0,559	0,343

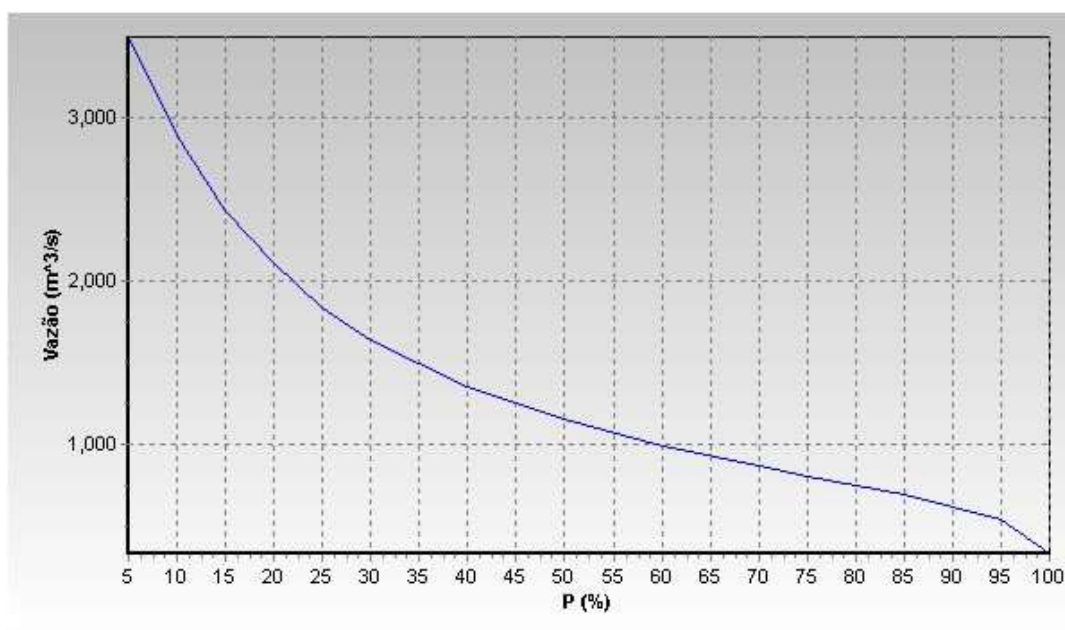


Figura 02: Curva de Permanência no Barramento.

Vazão de Cheia de Projeto:	<b>131,5 m<sup>3</sup>/s</b>
Tempo de Recorrência TR:	<b>1000 anos</b>

## c) Barramento

Tipo:	Maciço de gravidade em concreto vertedor.
Comprimento da Barragem:	<b>72,00 m</b>
Vertedor tipo:	Creager, Livre sobre o barramento.
Comprimento total da crista do vertedor	<b>22,75 m</b>
Largura do Comporta de Fundo	<b>1,95 m</b>
Altura útil da Comporta de Fundo	<b>2,5 m</b>

## d) Elevações

Coroamento do Maciço:	Cota 768,00
Crista da Soleira do Vertedor de superfície:	Cota 765,72
Tomada d'água câmara de carga NA:	Cota 765,68
Eixo das Turbinas:	Cota 732,58
Reservatório: N.A.: Máx. Normal:	Cota 767,29
Mínimo Operacional:	Cota 764,72
Máximo Maximorum:	Cota 767,50

## e) Geração

Turbinas:	Tipo:	Francis.
	Potência Nominal:	450 W cada
	Modelo:	Eixo horizontal.
	Fabricante:	Hydroenergia Ltda.
	Quantidade:	2
Altura de queda:	Bruta:	36,14m
	Líquida:	35,59m

## 2 Estudos Hidrológicos

### 2.1 Métodos Indiretos

a) Área de contribuição 144km<sup>2</sup>

#### b) Metodologia empregada

Os métodos empregados para os estudos foram baseados nos dados dos arquivos da Agência Nacional de Águas – ANA por meio do programa Hidro, nos métodos de Regionalização Hidrológica e do programa SIGRH do DAEE-SP.

Para os cálculos de cheia máxima, foram utilizados os métodos estatísticos: “Método de Gambel” e “Método Exponencial de Dois Parâmetros”, recomendados pelo manual de Pequenas Centrais Hidrelétricas (Eletrobras/ANEEL), e o método Racional de forma complementar.

A utilização do método de Ajuste Estatístico utilizados deve-se ao fato que a bacia de referência, do rio Guareí, possui dados consolidados com extensão de 29 anos suficientes para a utilização do método. No entanto, a proximidade da área urbana de Piedade, levou à avaliação pelo método racional para efeito de verificação. Como este valor foi maior que aquele obtido pelo método estatístico, as avaliações hidráulicas e estruturais foram feitas pela média dos valores obtidos pelos três métodos, a favor da segurança.

### c) Perfil do Talvegue

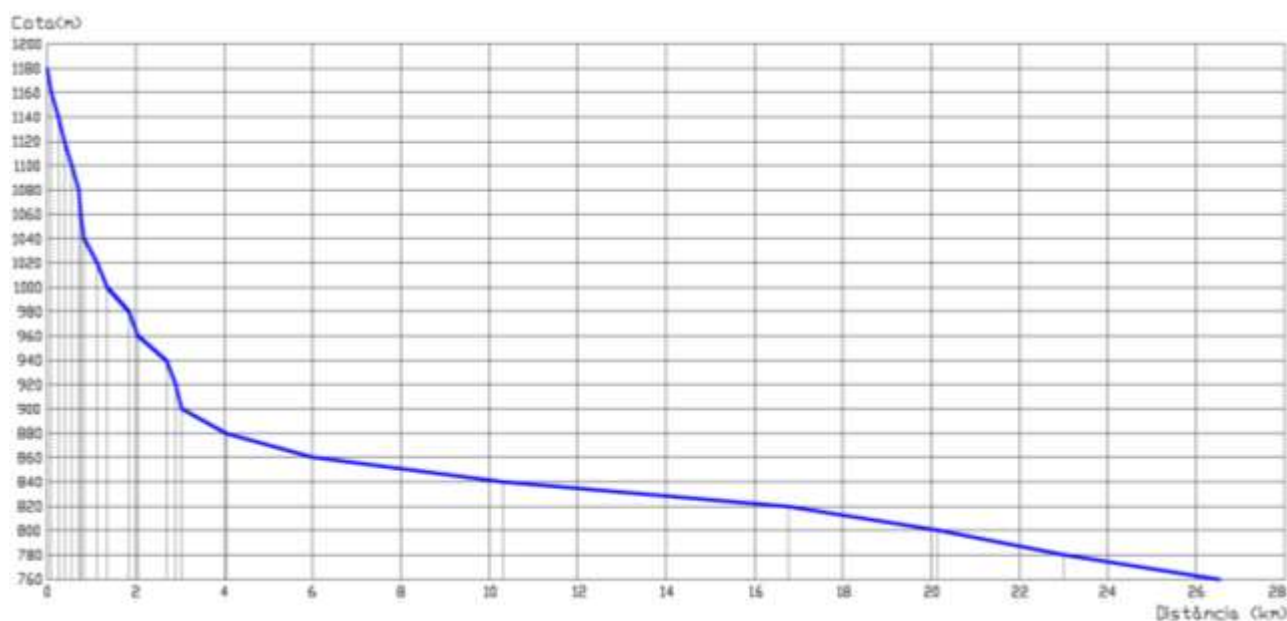


Figura 03: Perfil do Talvegue da nascente até o empreendimento.

Tabela de dados para geração do perfil do talvegue do rio Pirapora

Altitude Cota (m)	Distância Nascente (m)	Altitude Cota (m)	Distância Nascente (m)
1180	0	960	2059
1160	84	940	2692
1140	239	920	2901
1120	396	900	3052
1100	544	880	4067
1080	709	860	6000
1060	766	840	10301
1040	827	820	16772
1020	1117	800	20143
1000	1349	780	23000
980	1849	760	26539

d) Determinação da declividade equivalente do talvegue -  $l_{eq}$ 

Altitude Cota (m)	Distância Nascente (m)	Ln (m)	Ln (km)	Jn m/km	Ln/(raiz(Jn))
1180	0	0	0		
1160	84	84	0,084	238,1	0,01
1140	239	155	0,155	129,0	0,01
1120	396	157	0,157	127,4	0,01
1100	544	148	0,148	135,1	0,01
1080	709	165	0,165	121,2	0,01
1060	766	57	0,057	350,9	0,00
1040	827	61	0,061	327,9	0,00
1020	1117	290	0,290	69,0	0,03
1000	1349	232	0,232	86,2	0,02
980	1849	500	0,500	40,0	0,08
960	2059	210	0,210	95,2	0,02
940	2692	633	0,633	31,6	0,11
920	2901	209	0,209	95,7	0,02
900	3052	151	0,151	132,5	0,01
880	4067	1015	1,015	19,7	0,23
860	6000	1933	1,933	10,3	0,60
840	10301	4301	4,301	4,7	1,99
820	16772	6471	6,471	3,1	3,68
800	20143	3371	3,371	5,9	1,38
780	23000	2857	2,857	7,0	1,08
760	26539	3539	3,539	5,7	1,49
Total	26539	26539	26,539		10,83

$$l_{eq} = 2,45 \quad \text{m/km}$$

e) Tempo de Concentração -  $t_c$ 

$$t_c = 57 \left( \frac{L^2}{l_{eq}} \right)^{0,385}$$

$$L = 26,54 \quad \text{km}$$

$$l_{eq} = 2,45 \quad \text{m/km}$$

$$t_c = 504 \quad \text{min}$$

$$t_c = 8,4 \quad \text{horas}$$



### f) Coeficiente de escoamento superficial – C

Como a área é predominantemente agrícola, optou-se pelo coeficiente  $C=0,20$ , conforme tabela apresentada abaixo.

**Tabela 1:** Valores recomendados para o coeficiente C (DAEE, 1994).

USO DO SOLO OU GRAU DE URBANIZAÇÃO	VALORES DE C	
	MÍNIMOS	MÁXIMOS
Área totalmente urbanizada	0,50	1,00
Área parcialmente urbanizada	0,35	0,50
Área predominantemente de plantações, pastos etc.	0,20	0,35

### g) Período de retorno ou recorrência - TR

Conforme indicado pela DPO 11/DAEE, apresentado na tabela abaixo, o TR adequado para a obra em avaliação é de 1.000 anos.

**Tabela 2.** Valores mínimos de período de retorno (TR) para projetos de barramentos

Maior altura do barramento H (m)	TR (anos)	
	Região de influência a jusante	
	Sem risco para habitações ou pessoas	Com risco para habitações ou pessoas
$H \leq 5$	100	500
$5 < H \leq 10$	500	1.000
$H > 10$	1.000	10.000

### h) Cálculo da Intensidade da Chuva de Projeto

Para o cálculo de intensidade de chuva na região, foi utilizada a fórmula de chuva do SAAE-Sorocaba conforme apresentada abaixo.

#### EQUAÇÃO DA CHUVA DE SOROCABA

$$X_{t,TR} = a.(t-0,1)^b + 0,77969.c.(t-0,1)^d . (y_{TR} - 0,57722)$$

$X_{t,TR}$  é a precipitação máxima em mm para a duração t e o período de retorno TR;

T é a duração em horas;

$y_{TR} = -\ln(\ln(TR/(TR-1)))$ ;

Os valores de a,b,c e d são constantes que variam com a duração. A tabela 1 a seguir, apresenta os valores destas constantes;

**TABELA 1 – COEFICIENTES DA EQUAÇÃO IDF ADOTADA PARA SOROCABA**

Duração	a	b	c	D
$10\text{min} < t \leq 1\text{h}$	50,7	0,374	10,9	0,374
$1\text{h} < t \leq 1,5\text{h}$	50,7	0,374	10,8	0,313
$1,5\text{h} < t \leq 12\text{h}$	54,9	0,140	10,8	0,313
$12\text{h} < t \leq 24\text{h}$	35,4	0,313	10,8	0,313

Por meio da fórmula apresentada temos:

$$I_{t,TR} = 0,3516 \text{ mm/min}$$

$$t = 504 \text{ minutos}$$

$$T = 1000 \text{ anos}$$

Como referência, utilizando a fórmula para Tapiraí/DAEE temos:

$$I_{t,TR} = 0,3898 \text{ mm/min}$$

#### 4.69 Precipitações intensas para Tapiraí

Nome da estação/ Entidade: Tapiraí – E4-055R/ DAEE

Autor: Martinez e Magni (1999)

Coordenadas geográficas: Lat. 23° 58'S; Long. 47° 30'W

Altitude: 870 m

Duração da estação: 1942-

Período de dados: 1969-1997 (29 anos).

$$i_{t,T} = 27,44 (t+20)^{-0,8447} + 4,377 (t+15)^{-0,7369} \cdot [-0,4839 - 0,903 \ln \ln(T/T-1)]$$

para  $10 \leq t \leq 1440$

Onde:  $i$ : intensidade da chuva, correspondente à duração  $t$  e período de retorno  $T$ , em mm/min;

$t$ : duração da chuva em minutos;

$T$ : período de retorno em anos.

#### i) Cálculo Vazão de Enchente

$$Q = 0,1667 C i AD \quad 1$$

com:

$Q$  = vazão de enchente ( $m^3/s$ )

$AD$  = área de drenagem (ha)

$C$  = coeficiente de escoamento superficial (*runoff*)

$i$  = intensidade de precipitação (mm/min)

#### Bacia PCH Piedade rio Pirapora

Área 144  $km^2$

$C = 0,2$

$i = 0,3516 \text{ mm/min}$

$AD = 14400 \text{ ha}$

$$Q = 168,8 \text{ m}^3/s$$

### Hidrograma de cheia simplificado no barramento

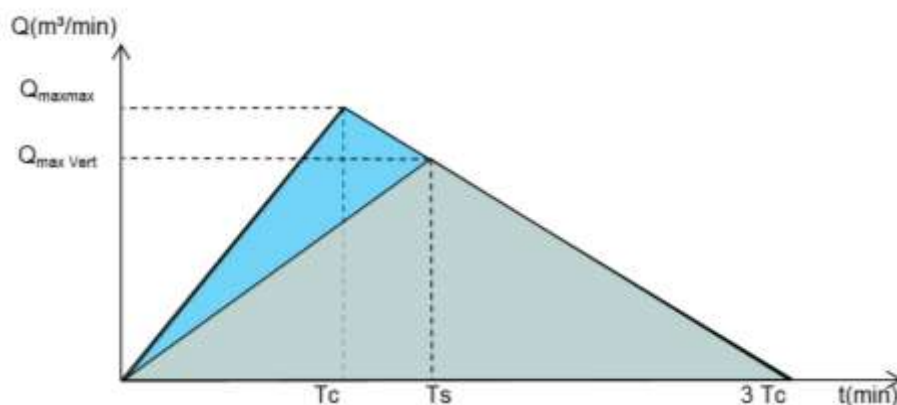


Figura 04: Hidrograma de cheia no barramento.

$Q_{\max\max}$	168,8	$m^3/s$
$Q_{\max\max}$	10128	$m^3/min$
$T_c$	504	min
Volume afluente	7656768	$m^3$
Volume retido	9979	$m^3$
Volume vertido	7646789	$m^3$
$Q_{\max\text{ Vert}}$	10114,8	$m^3/min$
$T_s$	504,0026	min

Observando-se o hidrograma apresentado, conclui-se que o efeito de amortecimento de cheia pelo represamento no barramento é insignificante.

### j) 1-Planta de localização do Posto Fluviométrico



Figura 05: Localização do Posto Fluviométrico e da barragem.

## j) 2 - Planta da bacia do rio Pirapora sobre cartografia IBGE

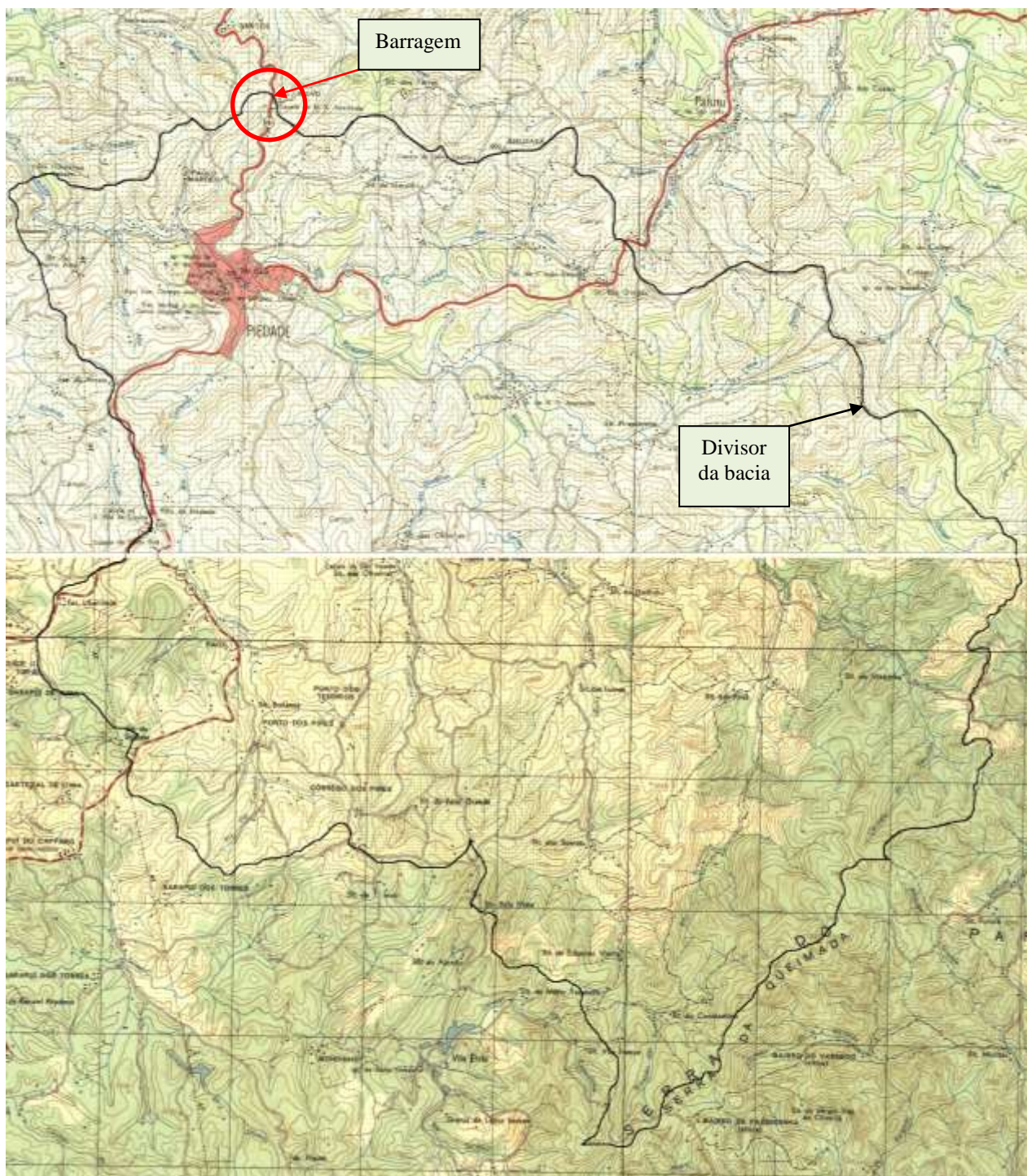


Figura 06: Delimitação da Bacia sobre a Cartografia IBGE.

## 2.2 Métodos Estatísticos Diretos

### a) Posto Fluviométrico de referência:

Prefixo: E – 013

Ponte dos Teodoros

Curso d'água: Rio Guareí

Prefixo DNAEE: 64135000

Área de drenagem: 530 km<sup>2</sup>

Período de observação: 28 anos

Localização Geográfica:                      Latitude:        23° 27' 59"

Longitude:        48° 25' 12"

### b) Área de drenagem no Barramento: 144 km<sup>2</sup>

### c) Metodologia dos Estudos Hidrológicos

Os métodos empregados para os estudos foram baseados nos dados dos arquivos da Agência Nacional de Águas – ANA por meio do programa Hidro, nos métodos de Regionalização Hidrológica e do programa SIGRH do DAEE-SP.

Para os cálculos de cheia máxima, foram utilizados os métodos estatísticos: “Método de Gambel” e “Método Exponencial de Dois Parâmetros”, recomendados pelo manual de Pequenas Centrais Hidrelétricas (Eletrobras/ANEEL), e o método Racional de forma complementar.

A utilização do método de Ajuste Estatístico utilizados deve-se ao fato que a bacia de referência, do rio Guareí, possui dados consolidados com extensão de 29 anos, suficientes para a utilização do método. No entanto, a proximidade da área urbana de Piedade, levou à avaliação pelo método racional para efeito de verificação. Como este valor foi maior que aquele obtido pelo método estatístico, as avaliações hidráulicas e estruturais foram feitas pela média dos valores obtidos pelos três métodos, a favor da segurança. Isso também compensa as diferenças entre as bacias rio Guareí, limitada pelo fluviômetro e a bacia do rio Pirapora, delimitada pelo barramento.

Além dos resultados apresentados, vários outros estudos comparativos de dados do entorno foram executados para confirmação e consolidação dos cálculos. Também foram examinadas as marcas nas estruturas existentes para conhecer os esforços a que foram submetidas durante sua longa existência.

d) Série histórica de vazões máximas no rio Guareí:

Fluvuviômetro Ponte dos Teodoros

### Vazões Máximas Mensais

	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1969	???	???	???	???	???	???	???	???	???	3,56	???	12,02
1970	41,32	???	9,29	14,41	4,4	???	1,1	2,92	6,47	10,69	1,91	15,59
1971	39,53	17,39	25,84	3,24	5,25	26,24	17,88	2,06	1,39	16,18	1,46	10,26
1972	94,52	83,13	17,51	6,3	2,06	1,24	19,49	13,95	37,62	129,82	34,44	17,76
1973	16,06	126,72	22,81	13,03	5,08	4,4	11,24	3,32	10,91	36,89	80,64	102,13
1974	74,82	13,4	138,7	7,29	2,67	24,47	4,86	1,31	1,66	10,46	15,64	42,69
1975	25,27	91,34	36,66	6,99	2,19	1,38	2,92	0,97	2,12	17,21	40,75	90,81
1976	???	39,53	35,15	9,94	53,68	85,65	47,86	42,07	50,1	30,62	20,37	40,27
1977	46,63	37,04	26,51	46,78	3,42	2,54	1,94	1,18	2,16	1,58	8,78	33,87
1978	8,06	2,01	15,59	1,31	3,84	3,84	12,35	1,79	1,86	7,16	25,57	18,74
1979	32,59	12,8	12,92	5,16	5,07	1,51	2,31	35,8	14,21	12,93	26,21	85,15
1980	56,96	46,45	27,15	21,48	2,35	4,13	2,19	6,39	1,66	1,74	3,0	21,73
1981	36,81	2,92	7,8	4,86	4,58	1,24	1,03	0,66	2,12	24,12	30,07	28,82
1982	38,8	62,94	20,5	2,54	2,69	63,38	47,71	2,38	5,63	18,62	134,22	88,22
1983	108,32	48,16	41,02	33,51	149,19	163,53	10,91	3,84	51,28	41,02	22,74	44,03
1984	75,77	36,02	6,19	18,87	29,65	2,54	1,31	2,61	19,74	8,06	2,93	6,48
1985	4,8	26,78	154,58	13,03	22,94	2,46	1,58	0,87	3,38	0,9	18,2	4,95
1986	2,12	39,43	36,38	15,16	8,58	2,19	0,9	38,11	2,59	3,17	17,58	50,1
1987	67,84	166,34	5,4	6,52	36,29	178,52	11,5	2,34	4,08	5,86	8,82	38,39
1988	23,8	65,15	41,92	70,59	30,44	36,59	3,26	1,57	2,79	6,62	22,87	21,16
1989	54,9	91,86	46,32	21,55	2,86	2,41	124,88	98,29	25,02	6,0	18,99	25,42
1990	96,12	23,47	33,92	23,8	4,0	2,71	28,18	6,14	23,27	29,31	12,68	4,25
1991	57,38	175,98	46,16	49,71	19,75	19,81	13,59	6,43	7,3	70,59	2,79	31,45
1992	13,42	35,1	36,59	37,49	25,83	3,75	5,04	2,71	24,95	27,56	35,69	55,52
1993	103,8	120,93	14,12	13,19	24,95	18,67	3,7	5,4	36,06	19,68	11,06	12,17
1994	114,69	47,12	17,67	8,0	7,01	2,05	3,02	0,95	0,56	16,02	11,94	37,04
1995	86,16	79,41	32,17	45,84	12,62	5,96	16,45	2,05	3,38	24,81	6,96	28,89
1996	99,38	19,24	122,44	9,29	2,56	4,69	1,44	2,75	22,01	10,46	12,62	35,77
1997	168,1	47,04	6,29	4,77	6,43	21,82	3,91	5,63	3,79	6,67	51,08	25,76
1998	17,86	44,73	71,76	59,92	23,4	3,79	4,47	2,94	5,86	35,25	3,46	35,69

e) Análise de consistência e homogeneidade dos dados

Os dados apresentados foram analisados por meio de análise estatística básica com cálculo de média, mediana, variância, desvio padrão e assimetria. Para este estudo foram considerados consistentes.

## f) Curva de Probabilidade de ocorrência de Vazões Máximas

Para o cálculo de probabilidade de ocorrência de vazões máximas foi utilizada a distribuição de Gumbel, por ser considerada a mais adequada para este tipo de fenômeno.

TR	Probab.	Qmax
2	0,5000	80,8
50	0,0200	385,5
100	0,0100	445,7
150	0,0067	480,8
200	0,0050	505,7
250	0,0040	525,0
300	0,0033	540,7
350	0,0029	554,0
400	0,0025	565,6
450	0,0022	575,7
500	0,0020	584,8
550	0,0018	593,1
600	0,0017	600,6
650	0,0015	607,5
700	0,0014	613,9
750	0,0013	619,8
800	0,0013	625,4
850	0,0012	630,6
900	0,0011	635,5
950	0,0011	640,2
1000	0,0010	644,6
1050	0,0010	648,8
1100	0,0009	652,8

TR = Tempo de Recorrência  
Qmax = Vazão Máxima (m<sup>3</sup>/s)

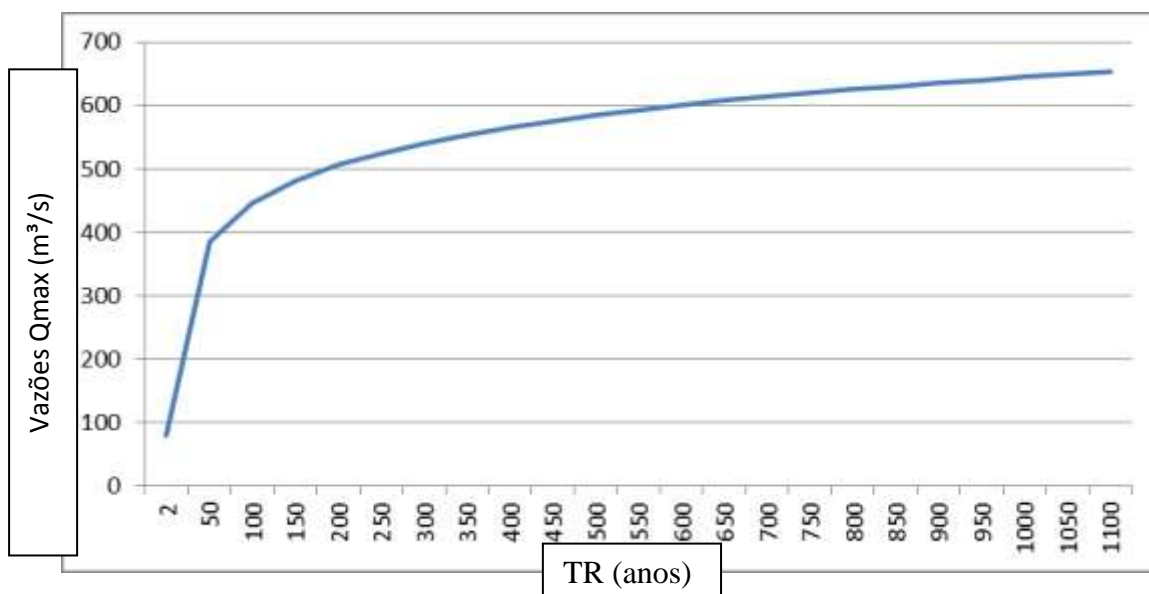


Figura 07: Curva de probabilidade de Vazões Máximas: Fluv. Ponte dos Teodoros

## g) Correlação entre as bacias do Fluviômetro e da Barragem.

	<b>Guareí</b>	<b>Pirapora</b>
Comprimento do curso de água	62,33 km	26,45 km
Cota da nascente	720 m	1180 m
Cota do controle	585 m	760 m
Desnível total	135 m	420 m
Declividade total	2,17 m/km	15,9 m/km
Perímetro	131,16 km	63,26 km
Área de drenagem	530,6 km <sup>2</sup>	144,0 km <sup>2</sup>
Comprimento médio da bacia	36,17 km	16,35 km
Largura média da bacia	14,67 km	8,81 km
Comprimento Axial da bacia (vale)	41,0 km	20,74 km
<b>Coef. Compacidade Gravélius Kc</b>	<b>1,59</b>	<b>1,48</b>
<b>Fator de forma Kf</b>	<b>0,41</b>	<b>0,54</b>
<b>Índice de conformação Ic</b>	<b>0,32</b>	<b>0,33</b>

Conclui-se que há relativa semelhança entre as bacias de drenagem. No entanto, mesmo pequenas, todas as diferenças apontam para uma condição de maior tendência à enchente para a bacia de drenagem do rio Pirapora no trecho estudado.

## h) Período de Retorno ou Recorrência - TR

Conforme indicado pela DPO 11/DAEE, apresentado na tabela abaixo, o TR adequado para a obra em avaliação é de 1.000 anos.

Tabela 2. Valores mínimos de período de retorno (TR) para projetos de barramentos

Maior altura do barramento H (m)	TR (anos)	
	Região de influência a jusante	
	Sem risco para habitações ou pessoas	Com risco para habitações ou pessoas
H ≤ 5	100	500
5 < H ≤ 10	500	1.000
H > 10	1.000	10.000



i) Cálculo da Vazão de enchente do projeto.

**Dados do Rio Guareí: Fluviômetro Ponte dos Teodoros**

Vazões Máximas Anuais					
	Data	Vazão	$X_i - X_{\text{médio}}$	$(X_i - X_{\text{médio}})^2$	$(X_i - X_{\text{médio}})^3$
1	1987	178,52	79,6	6338,6	504646,8
2	1991	175,98	77,1	5940,6	457871,4
3	1997	168,1	69,2	4788,0	331304,5
4	1983	163,53	64,6	4176,4	269901,4
5	1985	154,58	55,7	3099,7	172577,7
6	1974	138,7	39,8	1583,7	63021,9
7	1982	134,22	35,3	1247,2	44043,7
8	1972	129,82	30,9	955,7	29547,1
9	1973	126,72	27,8	773,7	21520,1
10	1989	124,88	26,0	674,7	17525,7
11	1996	122,44	23,5	553,9	13036,2
12	1993	120,93	22,0	485,1	10684,6
13	1994	114,69	15,8	249,2	3933,2
14	1990	96,12	-2,8	7,8	-21,6
15	1975	91,34	-7,6	57,2	-432,9
16	1995	86,16	-12,7	162,4	-2070,2
17	1976	85,65	-13,3	175,7	-2328,7
18	1979	85,15	-13,8	189,2	-2602,3
19	1984	75,77	-23,1	535,2	-12382,2
20	1998	71,76	-27,1	736,8	-20001,4
21	1988	70,59	-28,3	801,7	-22700,8
22	1980	56,96	-41,9	1759,4	-73796,4
23	1992	55,52	-43,4	1882,2	-81660,8
24	1986	50,1	-48,8	2381,9	-116248,8
25	1977	46,78	-52,1	2717,0	-141623,0
26	1970	41,32	-57,6	3316,0	-190952,0
27	1971	39,53	-59,4	3525,4	-209318,2
28	1981	36,81	-62,1	3855,8	-239423,2
29	1978	25,57	-73,3	5378,0	-394394,5
	<b>X médio =</b>	98,90	<b>Somatória =</b>	58348,2	429657,2

**Média**  
**X médio = 98,90**  
**Desvio Padrão**  
**S = 45,65**  
**Assimetria**  
**G = 0,17**

**Exponencial de 2 parâmetros**  
**Xo = 53,3**  
**B = 45,6**  
**Xt = 368,6 m³/s**

**Gambel**  
**Alfa = 35,61**  
**Mi = 78,4**  
**Xt = 324,30 m³/s**

Área da bacia do Fluviômetro	530 km <sup>2</sup>
Área delim. Barragem	144 km <sup>2</sup>
Relação entre as bacias	3,7

Métodos de Cálculo	Fluviômetro	Barragem
Exp. de 2 parâmetros	368,6 m <sup>3</sup> /s	100,1 m <sup>3</sup> /s
Mét. de Gumbel	324,3 m <sup>3</sup> /s	88,1 m <sup>3</sup> /s
Racional		168,8 m <sup>3</sup> /s
	<b>Média</b>	<b>119,0 m<sup>3</sup>/s</b>

Vazão Máxima Maximorum adotada:  $Q_{\max.\max}$  **119,0m<sup>3</sup>/s**

Obs. a- Embora o Método Racional não seja indicado para esta área de drenagem, foi considerada a proximidade da área urbana do município de Piedade, integralmente drenada no rio Pirapora. Como esta fórmula de cálculo apresentou um valor bastante maior que os demais, optou-se por considera-lo na média, a favor da segurança.

b- O hidrograma apresentado no cálculo do método racional difere muito pouco deste. Assim ambos apontaram para um amortecimento de onda de cheia insignificante.

#### j) 1-Planta de localização do Posto Fluviométrico

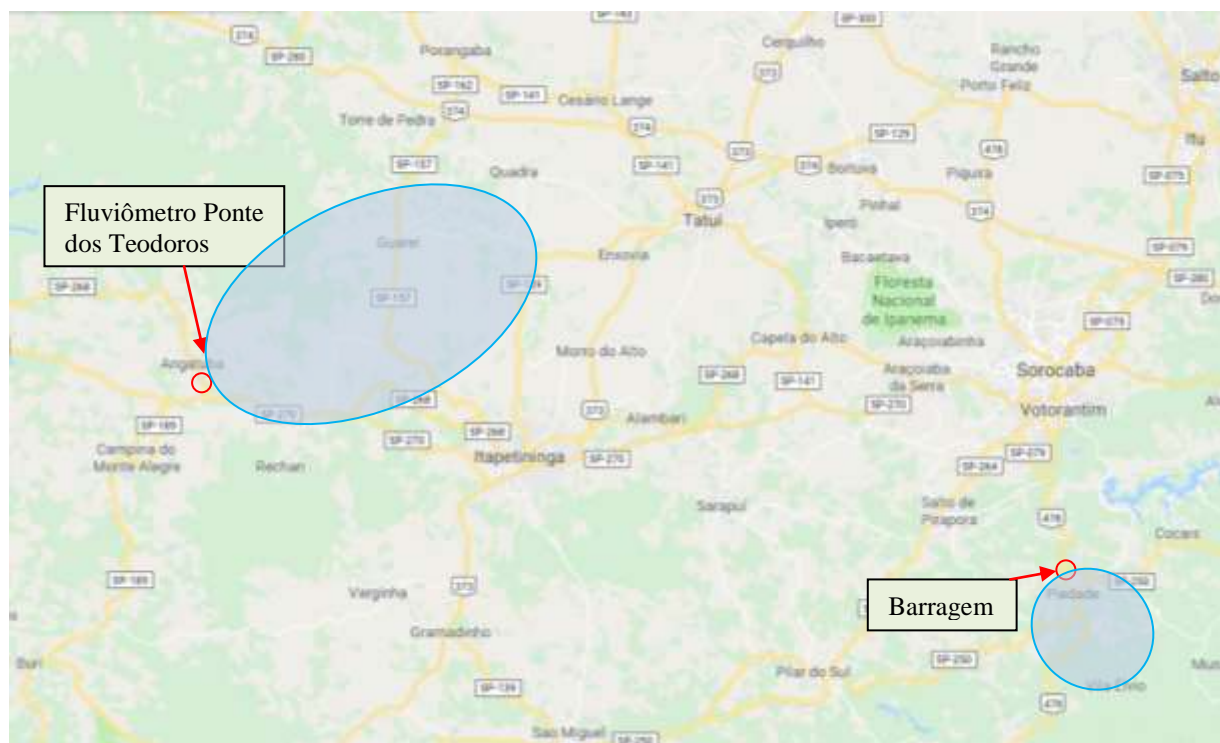


Figura 08: Localização do Posto Fluviométrico e da Barragem.

## j) 2 - Planta da bacia do rio Pirapora sobre cartografia IBGE

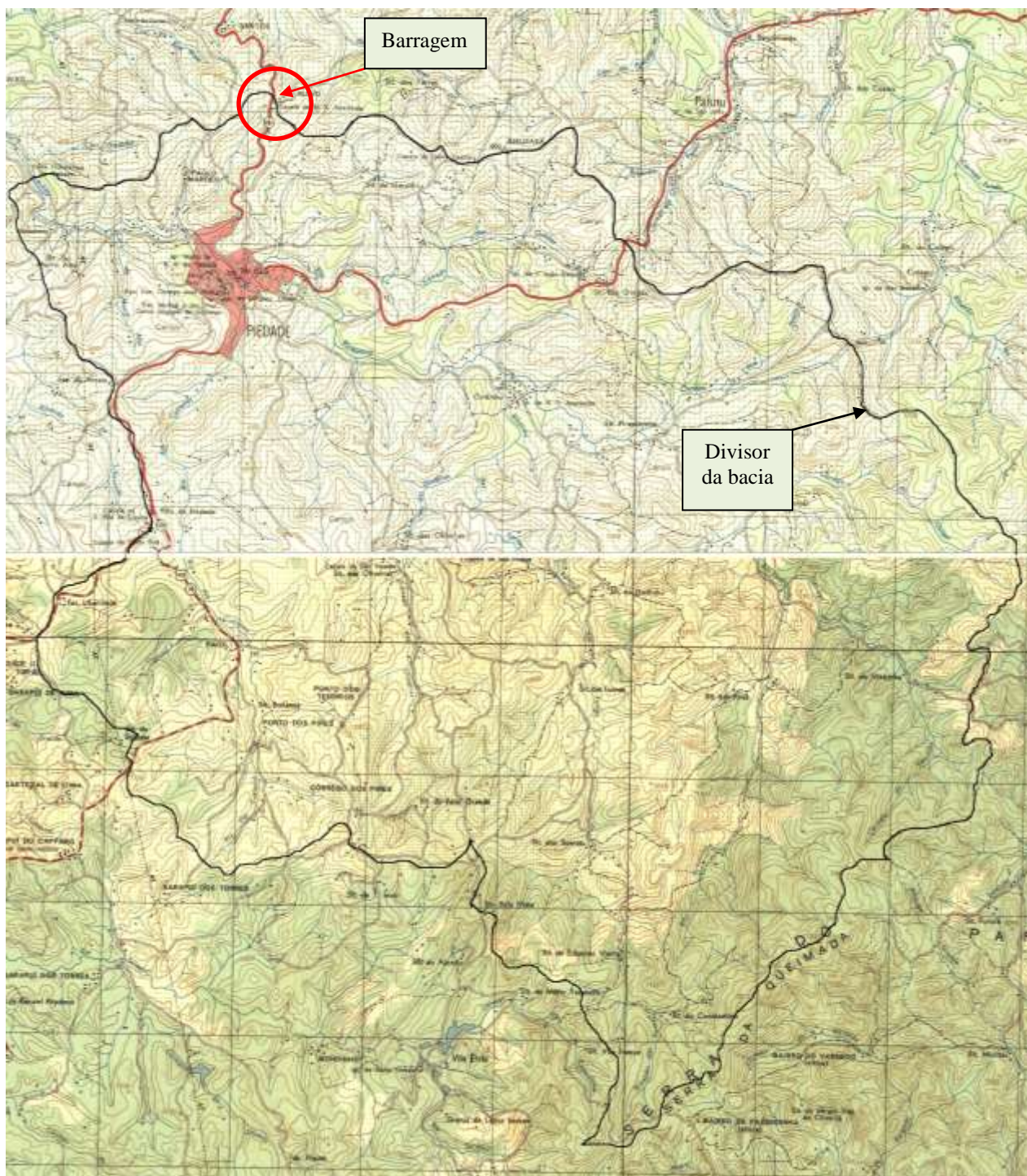


Figura 09: Delimitação da Bacia do rio Pirapora sobre a Cartografia IBGE.

## j) 3 - Planta da bacia do rio Guareí sobre cartografia IBGE

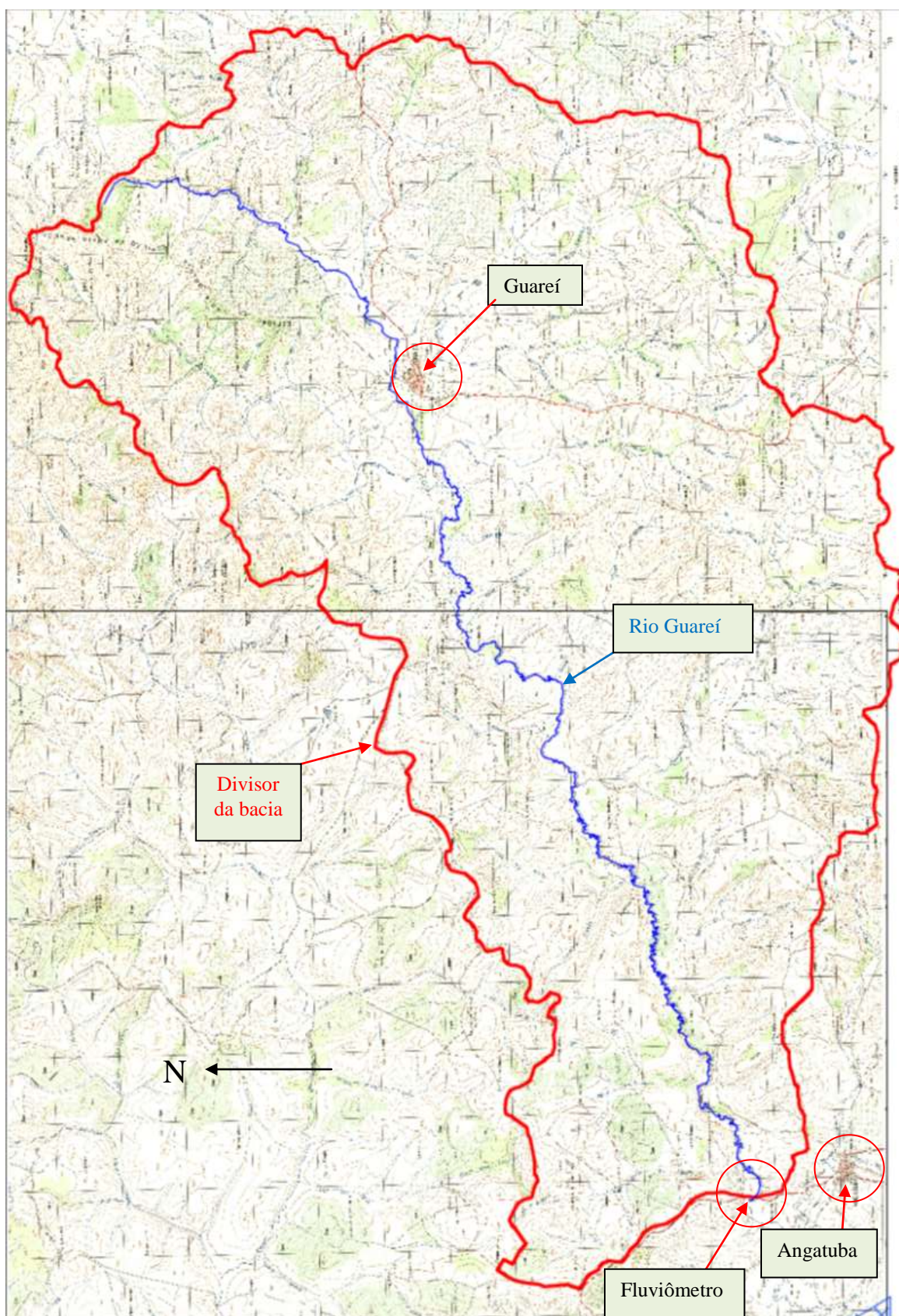


Figura 10: Delimitação da Bacia do Fluviômetro sobre a Cartografia IBGE.

## k) Dados fluviométricos da Estação de referência:

**Vazões médias mensais do rio Guareí na estação Ponte dos Teodoros**

<b>Ano</b>	<b>Jan</b>	<b>Fev</b>	<b>Mar</b>	<b>Abr</b>	<b>Mai</b>	<b>Jun</b>	<b>Jul</b>	<b>Ago</b>	<b>Set</b>	<b>Out</b>	<b>Nov</b>	<b>Dez</b>
1969	???	???	???	???	???	???	???	???	???	1,55	???	3,87
1970	13,35	18,80	3,75	2,73	1,57	6,50	0,75	0,81	1,58	2,90	0,79	4,25
1971	9,90	3,70	4,83	1,48	1,63	6,57	3,99	1,34	0,97	4,19	0,89	2,52
1972	22,18	40,48	5,31	2,50	1,46	1,00	4,70	3,89	10,89	38,11	8,43	4,33
1973	6,49	26,34	7,55	4,81	2,21	1,90	2,75	1,48	2,48	7,29	13,19	19,79
1974	23,11	4,09	25,27	3,88	1,95	5,30	2,00	1,11	0,90	1,80	2,76	15,74
1975	14,34	23,28	7,28	2,37	1,40	1,03	1,26	0,79	0,75	5,07	9,21	26,50
1976	16,60	18,22	9,94	3,82	8,54	17,60	16,27	11,52	17,11	11,90	7,28	8,74
1977	18,40	10,14	6,01	12,14	2,22	1,92	1,33	0,94	1,06	0,84	2,81	16,21
1978	2,54	1,21	3,22	0,71	1,24	1,27	3,20	1,00	0,99	0,85	10,81	3,46
1979	6,13	2,57	2,63	1,06	1,76	0,79	0,84	5,87	5,70	3,51	4,94	16,48
1980	18,95	22,58	8,91	5,60	1,81	1,52	1,21	1,17	0,87	0,77	0,59	6,79
1981	15,24	1,75	1,78	1,40	1,17	0,76	0,76	0,52	0,42	3,90	8,13	11,35
1982	9,52	15,03	4,26	1,28	0,95	14,40	9,98	1,69	1,48	8,75	20,28	34,60
1983	22,20	21,67	14,11	11,01	20,53	51,26	6,32	2,83	13,87	11,01	8,72	12,23
1984	17,01	8,13	2,26	3,53	9,43	1,69	1,07	1,36	4,10	2,00	1,21	1,91
1985	1,29	6,37	25,17	4,44	4,97	1,58	1,08	0,70	1,03	0,45	2,09	1,35
1986	1,00	11,39	14,96	3,43	3,29	1,22	0,74	7,15	1,48	1,20	3,55	25,97
1987	19,78	49,78	3,11	2,45	10,01	27,62	4,18	1,82	2,07	2,13	2,07	7,98
1988	9,76	18,44	12,61	11,14	9,44	10,86	2,14	1,34	1,07	1,78	5,26	5,31
1989	29,33	25,40	12,78	5,60	1,87	1,60	8,93	11,17	6,25	1,94	3,20	3,69
1990	46,98	6,39	11,42	5,00	2,36	1,76	7,98	3,20	5,53	8,67	4,32	1,63
1991	12,75	47,50	21,73	14,46	5,61	5,23	4,12	2,29	1,56	15,72	1,81	9,87
1992	3,13	10,17	18,00	13,28	8,65	2,84	2,55	1,76	6,43	9,65	14,33	11,78
1993	22,51	45,44	8,44	5,82	3,93	8,72	2,20	2,00	9,73	6,87	2,44	2,66
1994	12,41	16,83	5,01	2,44	2,01	1,43	1,38	0,75	0,46	2,77	3,00	11,35
1995	22,09	39,39	9,96	14,27	4,51	2,73	4,44	1,29	1,27	5,97	2,16	5,66
1996	25,16	8,34	39,14	4,90	2,04	1,77	1,21	1,14	4,35	5,09	3,44	9,43
1997	50,56	25,36	3,84	2,44	1,97	5,98	2,11	1,58	1,74	2,75	13,45	10,62
1998	7,31	15,14	25,16	11,53	5,53	2,45	1,84	1,63	2,32	11,37	1,50	11,96
<b>Média</b>	<b>16,6</b>	<b>18,8</b>	<b>11,0</b>	<b>5,5</b>	<b>4,3</b>	<b>6,5</b>	<b>3,5</b>	<b>2,6</b>	<b>3,7</b>	<b>6,0</b>	<b>5,6</b>	<b>10,3</b>

## 1) Dados fluviométricos transpostos no barramento:

**Vazões médias mensais do rio Pirapora no barramento da CGH Poço Fundo**

<b>Ano</b>	<b>Jan</b>	<b>Fev</b>	<b>Mar</b>	<b>Abr</b>	<b>Mai</b>	<b>Jun</b>	<b>Jul</b>	<b>Ago</b>	<b>Set</b>	<b>Out</b>	<b>Nov</b>	<b>Dez</b>
1970	3,63	5,11	1,02	0,74	0,43	1,77	0,20	0,22	0,43	0,79	0,21	1,15
1971	2,69	1,01	1,31	0,40	0,44	1,79	1,08	0,36	0,26	1,14	0,24	0,68
1972	6,03	11,00	1,44	0,68	0,40	0,27	1,28	1,06	2,96	10,35	2,29	1,18
1973	1,76	7,16	2,05	1,31	0,60	0,52	0,75	0,40	0,67	1,98	3,58	5,38
1974	6,28	1,11	6,87	1,05	0,53	1,44	0,54	0,30	0,24	0,49	0,75	4,28
1975	3,90	6,33	1,98	0,64	0,38	0,28	0,34	0,21	0,20	1,38	2,50	7,20
1976	4,51	4,95	2,70	1,04	2,32	4,78	4,42	3,13	4,65	3,23	1,98	2,37
1977	5,00	2,76	1,63	3,30	0,60	0,52	0,36	0,26	0,29	0,23	0,76	4,40
1978	0,69	0,33	0,87	0,19	0,34	0,35	0,87	0,27	0,27	0,23	2,94	0,94
1979	1,67	0,70	0,71	0,29	0,48	0,21	0,23	1,59	1,55	0,95	1,34	4,48
1980	5,15	6,13	2,42	1,52	0,49	0,41	0,33	0,32	0,24	0,21	0,16	1,84
1981	4,14	0,48	0,48	0,38	0,32	0,21	0,21	0,14	0,11	1,06	2,21	3,08
1982	2,59	4,08	1,16	0,35	0,26	3,91	2,71	0,46	0,40	2,38	5,51	9,40
1983	6,03	5,89	3,83	2,99	5,58	13,93	1,72	0,77	3,77	2,99	2,37	3,32
1984	4,62	2,21	0,61	0,96	2,56	0,46	0,29	0,37	1,11	0,54	0,33	0,52
1985	0,35	1,73	6,84	1,21	1,35	0,43	0,29	0,19	0,28	0,12	0,57	0,37
1986	0,27	3,09	4,06	0,93	0,89	0,33	0,20	1,94	0,40	0,33	0,96	7,06
1987	5,37	13,53	0,84	0,67	2,72	7,50	1,14	0,49	0,56	0,58	0,56	2,17
1988	2,65	5,01	3,43	3,03	2,56	2,95	0,58	0,36	0,29	0,48	1,43	1,44
1989	7,97	6,90	3,47	1,52	0,51	0,43	2,43	3,03	1,70	0,53	0,87	1,00
1990	12,76	1,74	3,10	1,36	0,64	0,48	2,17	0,87	1,50	2,36	1,17	0,44
1991	3,46	12,91	5,90	3,93	1,52	1,42	1,12	0,62	0,42	4,27	0,49	2,68
1992	0,85	2,76	4,89	3,61	2,35	0,77	0,69	0,48	1,75	2,62	3,89	3,20
1993	6,12	12,35	2,29	1,58	1,07	2,37	0,60	0,54	2,64	1,87	0,66	0,72
1994	3,37	4,57	1,36	0,66	0,55	0,39	0,37	0,20	0,12	0,75	0,82	3,08
1995	6,00	10,70	2,71	3,88	1,23	0,74	1,21	0,35	0,35	1,62	0,59	1,54
1996	6,84	2,27	10,63	1,33	0,55	0,48	0,33	0,31	1,18	1,38	0,93	2,56
1997	13,74	6,89	1,04	0,66	0,54	1,62	0,57	0,43	0,47	0,75	3,65	2,89
1998	1,99	4,11	6,84	3,13	1,50	0,67	0,50	0,44	0,63	3,09	0,41	3,25

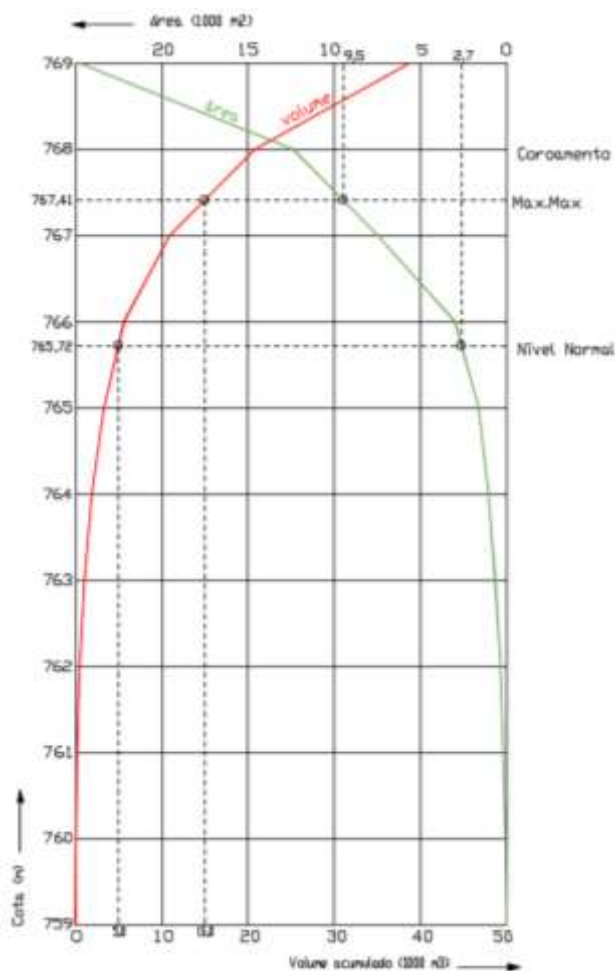
Vazão média mensal no ponto do barramento (m<sup>3</sup>/s)

	<b>Jan</b>	<b>Fev</b>	<b>Mar</b>	<b>Abr</b>	<b>Mai</b>	<b>Jun</b>	<b>Jul</b>	<b>Ago</b>	<b>Set</b>	<b>Out</b>	<b>Nov</b>	<b>Dez</b>
<b>Média</b>	4,50	5,10	2,98	1,49	1,16	1,77	0,95	0,69	1,02	1,68	1,52	2,85

**Média anual 2,14 m<sup>3</sup>/s**

### 3 Estudos Hidráulicos

#### 3.1 Curva Cota x Área x Volume



Cota (m)	Área m <sup>2</sup>	Volume m <sup>3</sup>	V acum m <sup>3</sup>
769	23246,0	17820,5	38645,0
768	12395,0	9937,5	20824,5
767	7480,0	5252,0	10887,0
766	3024,0	2329,5	5635,0
765	1635,0	1368,5	3305,5
764	1102,0	897,0	1937,0
763	692,0	537,0	1040,0
762	382,0	306,0	503,0
761	230,0	156,0	197,0
760	82,0	41,0	41,0
759	0,0	0,0	0,0

#### 3.2 Definição de Níveis Notáveis

Cortes na Barragem

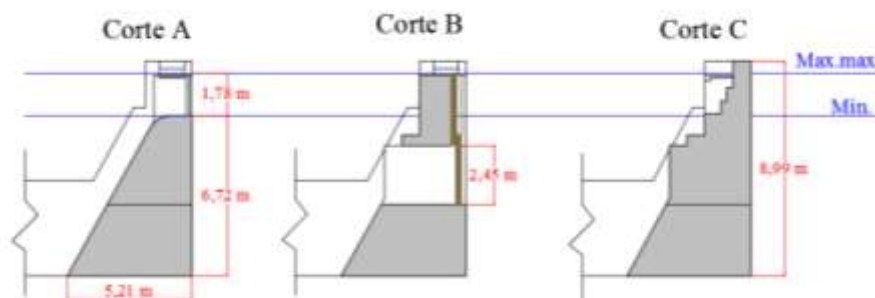


Figura 11: Seções transversais no eixo da Barragem

$Q_{\text{max.max}} = 119,0 \text{ m}^3/\text{s}$

Equação de Creager:  $Q = 2,2 * L * H^{2/3}$

Vertedor tipo Creager

Soleira Livre: 22,75m

Lâmina máxima no vertedor: 1,78m

Estrutura	Cota
Vertedor crista	765,72 m
Vertedor NA. Q <sub>maxmax</sub>	767,50 m
Vertedor NA. Q <sub>maxNormal</sub>	767,29 m
Coroamento Maciço	768,00 m

- Obs. 1 – A cota Q<sub>max Normal</sub> foi calculada com a média das vazões máximas anuais.  
2 – A cota do coroamento considerou a borda livre de 50cm.

### 3.3 Estudo de Amortecimento de Cheia

Conforme já apresentado, os estudos de amortecimento de cheia mostraram que o efeito de amortecimento é insignificante para esta estrutura.

### 3.4 Vazão Máxima Defluente.

O sistema vertedor deve ser capaz de verter integralmente a vazão máxima:

$$Q_{\max.\max} \quad 119,0\text{m}^3/\text{s} \text{ para TR de 1.000 anos}$$

### 3.5 Dimensionamento do Vertedor

A estrutura conta com um vertedor tipo Creager. Atualmente esta estrutura está dividida por oito septos, que serão removidos, com isso haverá uma melhora funcional do sistema.

$$Q_{\max.\max} \quad 119,0\text{m}^3/\text{s} \quad \text{Equação de Creager: } Q = 2,2 * L * H^{2/3}$$

Vertedor tipo Creager

Soleira Livre: 22,75m

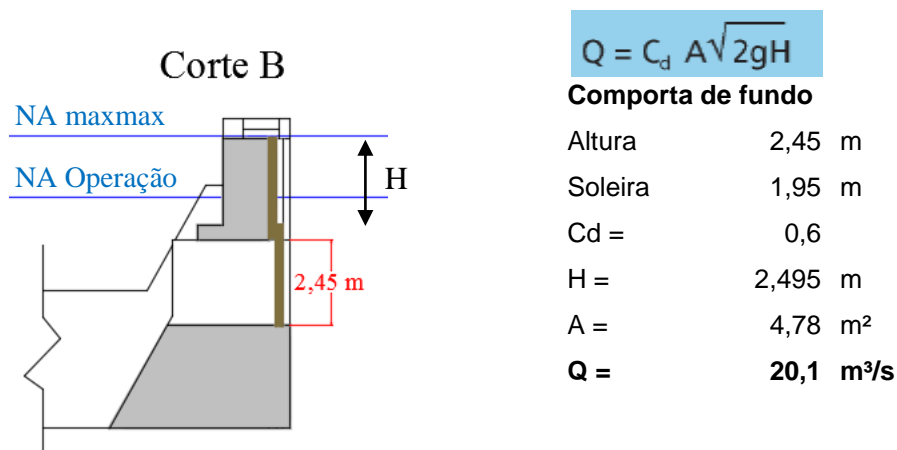
Lâmina máxima no vertedor: 1,78m

### 3.6 Dimensionamento do Descarregador de Fundo.

O descarregador de fundo é composto de uma comporta gaveta operada desde o coroamento da barragem.

A verificação do cálculo hidráulico de operação deste equipamento mostrou que está adequadamente dimensionado. A vazão de capacidade  $Q = 20,1 \text{ m}^3/\text{s}$  é considerada suficiente para as manobras necessárias. Esta vazão foi calculada considerando o reservatório operando no nível da crista do vertedor.





### 3.7 Avaliação dos Efeitos dos Níveis D'água à Jusante e Montante do Reservatório.

a) À montante do reservatório.

Dada a pequena área represada, não há formação de remanso significativa. Toda a área alagada se encontra dentro da área do empreendimento.

Até a divisa de montante da propriedade o leito do rio na cota 780 possui 2,51m de aclave considerando a cota máximo maximorum de alagamento de 767,41m.

Portanto não haverá interferência à montante do empreendimento.

b) À jusante do reservatório.

À jusante do barramento, no trecho curtucircuitado do rio Pirapora haverá uma redução de vazão até o canal de restituição. Todo este trecho está dentro da propriedade em ambas as margens, Não haverá alteração de qualidade da água neste trecho.

Á jusante do canal de restituição, este devolve a água turbinada ao leito natural do rio 20 m antes da cerca de divisa com a propriedade à jusante.

Portanto não há qualquer alteração no curso natural do rio Pirapora, nem em vazão nem em qualidade da água à jusante do empreendimento.

### 3.8 Dimensionamento da Estrutura de Dissipação de Energia.

A barragem já conta com um sistema de dissipação em tanque, construído para este fim e que funciona a contento desde sua construção conforme apresentado na figura 12.

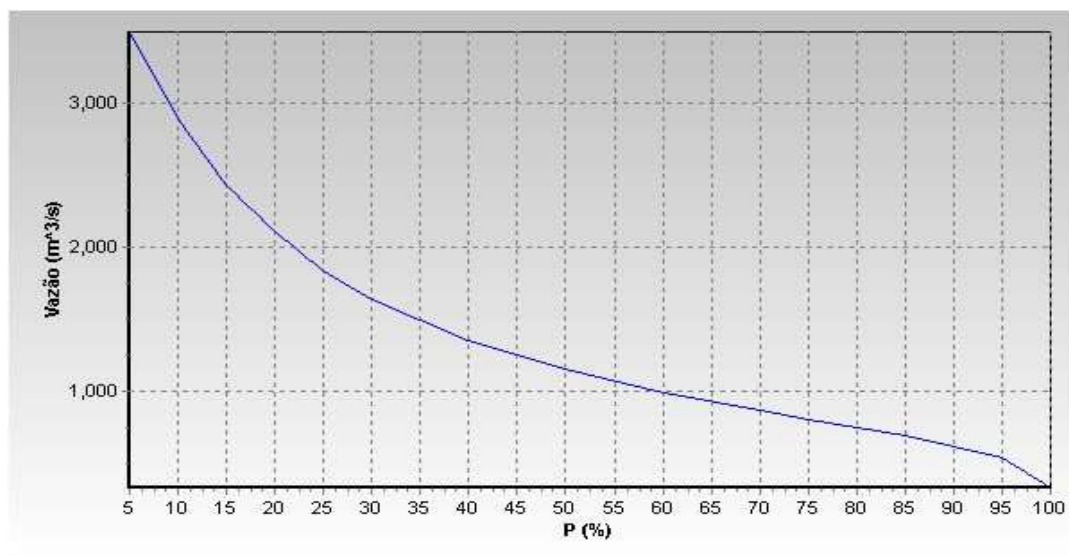


Figura 12: Barragem da CGH Poço Fundo com Tanque de Dissipação.

## 4 Balanço Hídrico

### 4.1 Determinação de Vazões Médias Mínimas

#### Curva de Permanência



Vazão para "P (%)" de permanência (m<sup>3</sup>/s):

P (%)	5	10	15	20	25	30	40	50	60	70	75	80	85	90	95	100
Q (m <sup>3</sup> /s)	3,688	3,052	2,561	2,220	1,932	1,725	1,421	1,214	1,045	0,911	0,842	0,779	0,722	0,646	0,559	0,343

## Resultado 5: Q<sub>7,T</sub> e Vazão Remanescente

Vazão mínima anual de 7 dias consecutivos com "T" anos de período de retorno:

Q<sub>7,T</sub> (m<sup>3</sup>/s):

T (anos)	10	15	20	25	50	100
Q (m <sup>3</sup> /s)	0,323	0,300	0,286	0,277	0,253	0,235

Conforme recomendado pelo órgão de regulação Ambiental, a base para o cálculo de vazão sanitária ou remanescente deve ser baseado na Q<sub>7,10</sub>.

**Q<sub>7,10</sub> = 0,323 m<sup>3</sup>/s**

Supondo-se a vazão sanitária em 50% da Q<sub>7,10</sub>, temos:

Vazão Remanescente = **0,16 m<sup>3</sup>/s**

### 4.2 Análise da Bacia de Montante

#### Abastecimento Urbano de Piedade

##### Sistema de abastecimento: ETA Piedade

Localização: rua Nossa Senhora da Conceição Aparecida, 814, Cecap – Piedade

Manancial: Rio Pirapora Local abastecido: Sede do município

Dados do “PLANO MUNICIPAL DE SANEAMENTO DE PIEDADE”

População urbana estimada em 2020:	25.193 hab
Volume anual captado em 2020:	2.475.508
Vazão média captada em 2020:	0,078m <sup>3</sup> /s
População urbana estimada em 2042:	26.810 hab
Volume anual captado em 2042:	3.200.565
Vazão média captada em 2042:	0,101m <sup>3</sup> /s

Foi consultado o sistema de registro de outorgas do DAEE em 19/07/16 <http://sibh.dae.sp.gov.br/outorgas> à montante no rio Pirapora, que retornou o quadro abaixo:

Pesquisar Piedade 2018004119-404												
Diretoria	Tipo de Req.	Usuário/Ref.	Situação			Data da Pub.	Valid. Ato (Meses)	Município	Vazão (m³/h)	Dias por Mês	Horas por Dia	Minutos por Hora
			Atual	Administrativa	Final							
BPP	Regularização	Captação Superficial	ato publicado		ato anul - outorg	2015-05-20	0	Piedade	20,0	25	3	0

Vazão solicitada para outorga	0,006 m³/s
Vazão de abastecimento urbano de Piedade	0,101 m³/s
<b>Vazão total utilizada/outorgada</b>	<b>0,107 m³/s</b>
<b>Vazão sanitária remanescente</b>	<b>0,160 m³/s</b>

Desta forma, prevalece o valor **50%  $Q_{7,10} = 0,16\text{m}^3/\text{s}$**

Embora o processo apresentado pelo sistema de outorgas do DAEE esteja ainda na fase de aprovação, mesmo que seja aprovado e outorgado, o cálculo apresentado continua válido.

#### 4.3 Análise do Trecho Curtucircuitado

O trecho curtucircuitado está integralmente instalado dentro da propriedade do empreendimento e não possui qualquer uso outorgado ou não outorgado.

#### 4.4 Análise do Trecho à Jusante do Canal de Restituição

Como a barragem não possui operação de nível de reservatório, não há alteração no fluxo natural do rio à jusante, dispensando outros estudos nesta questão.

### 5 Regra Operacional

A Regra operacional apresentada indica apenas as vazões médias esperadas. No entanto, os equipamentos a serem instalados visam o melhor aproveitamento do curso de água considerando a vazão remanescente obrigatória.

Vazões (m³/s)	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Mai	Junho
Média no Rio	2,10	2,10	1,99	1,73	1,67	1,66
Turbinada total	1,95	1,95	1,83	1,58	1,52	1,51
No vertedouro	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153
Potência (kW)	636,0	636,0	598,7	516,2	496,3	491,9

Vazões (m³/s)	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
Média no Rio	1,62	1,65	1,67	1,75	1,74	1,76
Turbinada total	1,47	1,50	1,51	1,60	1,59	1,60
No vertedouro	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153
Potência (kW)	480,4	489,2	494,8	523,1	519,9	523,6

	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Mai	Junho
Potência média ocupada kW	600	600	564	487	468	464
	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
	453	461	466	493	490	494

	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Mai	Junho
Geração de Energia MWh	432	432	406	350	337	334
	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
	326	332	336	355	353	355

Total de geração = 4348 MWh/ano

## 8 Considerações Finais

- a) Sobre a operação esperada para a CGH Poço Fundo:

É esperado que a CGH opere com potência variando conforme a vazão disponível no rio Pirapora pelo período médio de 11 meses por ano, sendo desligada durante o tempo médio de 30 dias durante o período de menor vazão, tempo este utilizado para manutenção, limpeza, reparos e melhoramentos na CGH Poço Fundo.

- b) Sobre a viabilidade técnica e econômica do empreendimento:

A CGH Poço Fundo já existe, portanto grande parte dos custos de instalação já está amortizado. Isso torna plenamente viável a repotenciação e operação da CGH Poço Fundo.

- c) A CGH Poço Fundo será equipada por duas turbinas tipo Francis com potencia unitária de 450kW e potência total instalada de 900kW. Serão feitas pequenas adequações nas estruturas para esta repotenciação.

## 9 Desenhos

- a) Planta Planialtimétrica com Arranjo Geral: ANEXO 01
- b) Planta do Reservatório com os limites de alagamento Máximo, Mínimo e Máximo Maximorum: ANEXO 02
- c) Desenho das Estruturas Hidráulicas:
- Barragem: ANEXO 03 A
  - Tomada d'água e Travessia: ANEXO 03 B
  - Canal de adução e Câmara de Carga: ANEXO 03 C
  - Tubulação Forçada: ANEXO 03 D
  - Casa de Máquinas: ANEXO 03 E
- d) Dados e Projetos dos Fluviômetros
- Fluviômetro de montante: ANEXO 04 A
  - Fluviômetro de jusante: ANEXO 04 B
  - Localização dos Fluviômetros ANEXO 04 C

Piedade 20 de Julho de 2019

Francisco José Blasi de Toledo Piza  
Eng. Civil CREA 5060456697  
ART 28027230190911165