



DOP – DIRETORIA DE OPERAÇÕES

CHEIAS E MÁXIMAS E PRÉ-
DIMENSIONAMENTO DOS
RESERVATÓRIOS





DAE S.A. – ÁGUA E ESGOTO- JUNDIAÍ

BACIA DO RIO CAXAMBU - JUNDIAÍ

BARRAGENS DE REGULARIZAÇÃO NOS EIXOS 1A, 3 E 4

**ESTUDOS DE CHEIAS MÁXIMAS E PRÉ-
DIMENSIONAMENTO DOS RESERVATÓRIOS**

5076.CX.A4.002-2



MAIO / 2015

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS	3
2. REFERÊNCIAS DE ESTUDOS EXISTENTES	4
3. ESTUDOS DE CHEIAS MÁXIMAS.....	5
3.1 Características Fisiográficas das Bacias Hidrográficas.....	5
3.2 Dados Pluviométricos Disponíveis	10
3.3 Seleção dos Dados Diários Máximos Anuais	10
3.4 Tratamento Estatístico.....	11
3.5 Resumo dos Resultados das Chuvas.....	13
3.6 Condições Hidrológicas para as Simulações	14
3.6.1 <i>Discretização das Chuvas de 24 horas.</i>	14
3.6.2 <i>Distribuição Temporal das Chuvas</i>	15
3.7 Determinação das Vazões Máximas Afluentes	17
3.7.1 <i>Condições para as Simulações.</i>	17
3.7.2 <i>Resultados das Vazões Máximas</i>	18
4. ESTUDOS DE REGULARIZAÇÃO	19
4.1 Dados Básicos	20
4.1.1 <i>Série de Vazões Médias Mensais.</i>	20
4.1.2 <i>Evaporação Média Mensal</i>	20
4.1.3 <i>Curvas Cota x Área x Volume.</i>	24
4.1.4 <i>Níveis Operacionais dos Reservatórios</i>	25
4.1.5 <i>Modelo de Simulação Hidráulica.</i>	27
4.2 Resultados das Simulações	27
4.2.1 <i>Local do Eixo 1A</i>	27
4.2.2 <i>Local do Eixo 3</i>	31
4.2.3 <i>Local do Eixo 4</i>	35
4.3 Resumo dos Resultados dos Estudos de Vazão Regularizada.....	39
5. LAMINAÇÃO DAS CHEIAS NOS RESERVATÓRIOS	40
5.1 Curvas Cota-Descarga	40
5.2 Descargas de Projeto	41
6. CONCEPÇÃO GERAL DOS BARRAMENTOS.....	42
6.1 Características Gerais dos Reservatórios	43
6.2 Concepção do Arranjo Geral das Obras.....	45
6.2.1 <i>EIXO 3 – BARRAGEM RIO DAS PEDRAS (Existente)</i>	45
6.2.2 <i>EIXO 1A – BARRAGEM HERMIDA MONTANTE</i>	46
6.2.3 <i>EIXO 4 – BARRAGEM CACHOEIRA</i>	48
7. CONCLUSÕES GERAIS.....	51
8. ANEXOS	52

1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

O presente relatório apresenta os resultados da avaliação de vazões de regularização e cheias máximas nos locais dos eixos de barramentos selecionados na bacia do Rio Caxambu, afluente do rio Jundiaí, em nível de projeto conceitual, conforme estudos de avaliação hídrica apresentados no relatório 5076.CX.A4.001 - HIDROSTUDIO (2015) referenciado no item 2, intitulado “BACIA DO RIO CAXAMBU-JUNDIAI - Estudos Hidrológicos para Avaliação de Disponibilidade Hídrica nos Eixos das Barragens em Estudo”.

Conforme justificado no referido relatório, de acordo com a disponibilidade hídrica local foram selecionados os seguintes locais de eixos de barragens e respectivos reservatórios:

- EIXO 1A – BARRAGEM HERMIDA – a ser construída no ribeirão Hermida, cerca de 700 m a montante da antiga Barragem Hermida que foi rompida há vários anos. Neste local o barramento conta com uma área de drenagem de aproximadamente 21,9 km²;
- EIXO 3 – BARRAGEM RIO DAS PEDRAS – trata-se de barragem existente há mais de 40 anos, localizada na Fazenda Rios das Pedras, no ribeirão das Pedras, com área de drenagem de aproximadamente 10,6 km². Neste local serão necessárias obras de adaptação na tomada d’água de abastecimento e prováveis adaptações no sistema vertente e na crista da barragem;
- EIXO 4 – BARRAGEM CACHOEIRA – a ser construída no ribeirão Cachoeira, em local situado imediatamente a montante da Rodovia Marechal Rondon, com área de drenagem de aproximadamente 18,3 km². Em estudos anteriores pretendia-se construir uma barragem denominada ALVORADA, bem mais a jusante. Este local hoje foi descartado face à situação de ocupação atual e à prevista futuramente.

A Figura 1.1 mostra a localização dos eixos de barramentos selecionados para os presentes estudos.

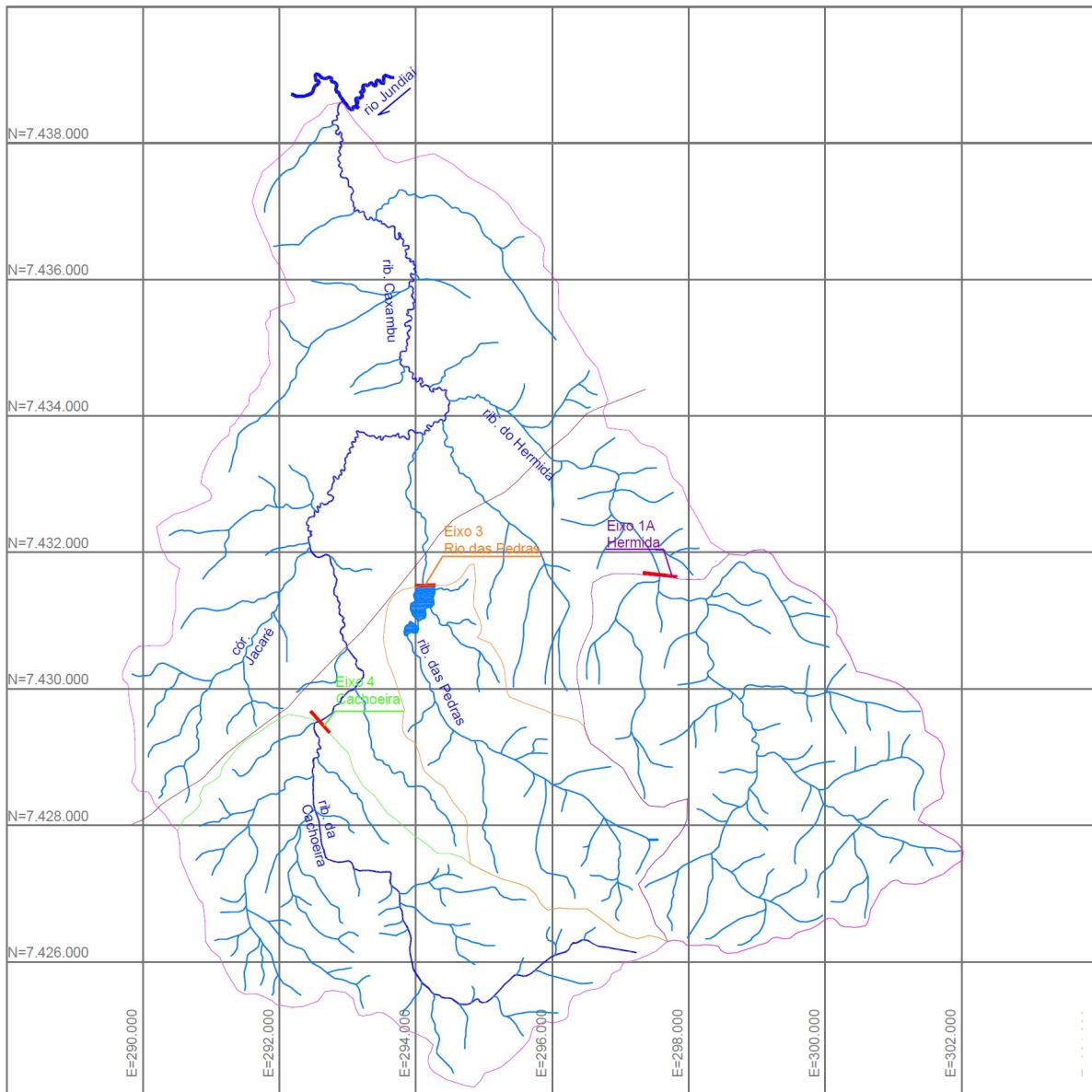


Figura 1.1 - Localização dos eixos selecionados

2. REFERÊNCIAS DE ESTUDOS EXISTENTES

- PROJECTUS (1998) - “PROJETO DO SISTEMA CAXAMBÚ - Estudos Básicos das Barragens – Relatório Final”.
- PROJECTUS (2001; revisado em 2002) - “APROVEITAMENTO HÍDRICO DA BACIA DO RIBEIRÃO CAXAMBÚ – Implantação de Três Barragens de Regularização de Vazões e aproveitamento de uma Barragem Existente para Abastecimento Público”.
- HIDROSTUDIO (2015) – “BACIA DO RIO CAXAMBU-JUNDIAÍ - Estudos Hidrológicos para Avaliação de Disponibilidade Hídrica nos Eixos das Barragens em Estudo”.

3. ESTUDOS DE CHEIAS MÁXIMAS

3.1 Características Fisiográficas das Bacias Hidrográficas

As bacias hidrográficas dos ribeirões Hermida (Eixo 1A), Pedras (Eixo 3) e Cachoeira (Eixo 4) apresentam as seguintes características principais necessárias para a determinação dos chamados tempo de concentração. O tempo de concentração da bacia foi estimado pela fórmula de Kirpich, conforme recomendações do órgão norte-americano SCS – U.S. Soil Conservation Service.

$$Tc = 57(L^2/S)^{0,385}$$

Onde:

Tc = tempo de concentração (min)

L = comprimento do talvegue do curso d'água (km)

S = declividade média equivalente, considerando o perfil longitudinal do talvegue desde a cota do ponto mais alto e a cota do local de interesse (m)

A tabela seguinte mostra um resumo dessas principais características.

Tabela 3.1.1 - Tempos de concentração nos eixos

CARACTERÍSTICAS	EIXO 1A	EIXO 3	EIXO 4
Área [km ²]	21,9	10,6	18,3
L talvegue [km]	8,76	7,65	9,37
Cota mais alta [m]	1252,0	1267,0	1267,0
Cota mais baixa [m]	725,0	720,0	730,0
Tc, tempo de concentração[h]	1,55	1,27	1,51

Os gráficos apresentados nas figuras seguintes e as tabelas ilustram e mostram os resultados dos cálculos dos tempos de concentração nos três eixos.

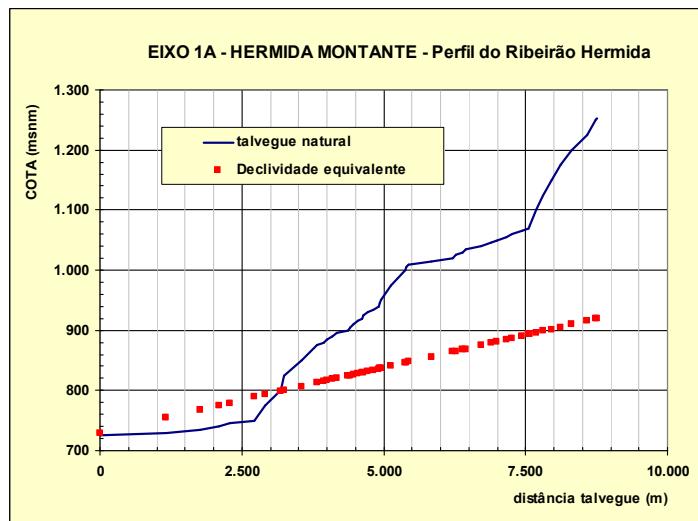


Figura 3.1.1 - Perfil longitudinal do ribeirão Hermida

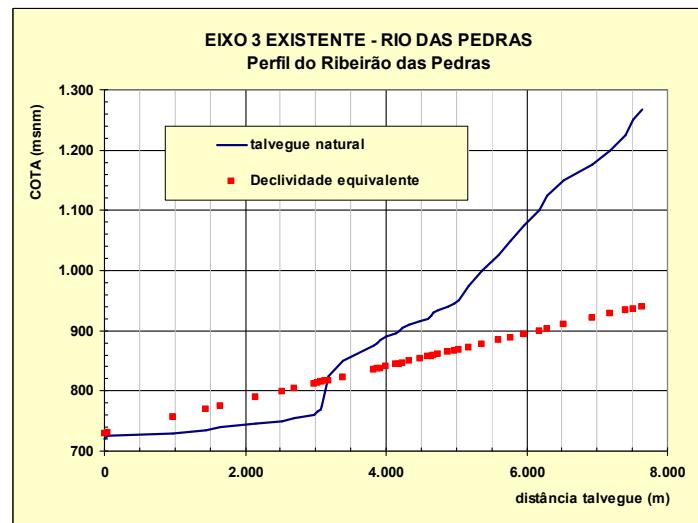


Figura 3.1.2 – Perfil Longitudinal do ribeirão das Pedras

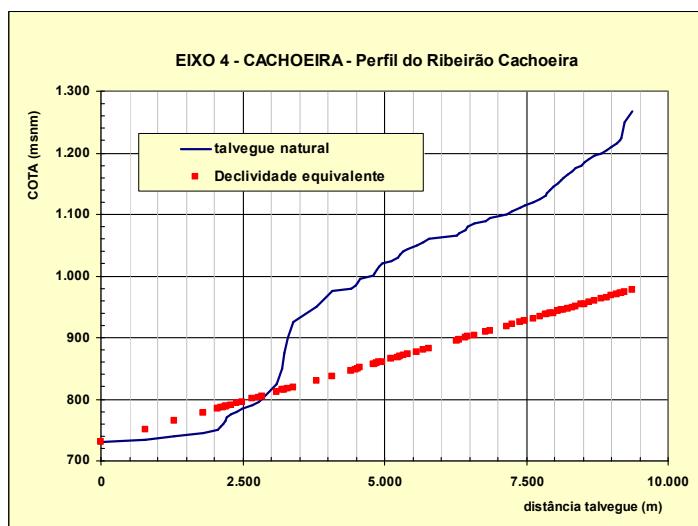


Figura 3.1.3 – Perfil Longitudinal do ribeirão Cachoeira

Tabela 3.1.2 – EIXO 1A – Cálculo do Tempo de Concentração

COTA (msnm)	DL, Talvegue Parcial (m)	L, Talvegue total (m)	Decl. trecho s (m/m)	Valor Auxiliar DL / ($s^{0.5}$)	Cota equivalente (m/m)
725	0	0	0,0000	0	730
730	1170	1.170	0,0043	17.898	755
735	600	1.770	0,0083	6.573	768
740	330	2.100	0,0152	2.681	775
745	190	2.290	0,0263	1.171	779
750	430	2.720	0,0116	3.988	789
775	190	2.910	0,1316	524	793
800	280	3.190	0,0893	937	799
825	55	3.245	0,4545	82	800
850	310	3.555	0,0806	1.092	807
875	270	3.825	0,0926	887	813
880	110	3.935	0,0455	516	815
885	60	3.995	0,0833	208	816
890	110	4.105	0,0455	516	819
895	75	4.180	0,0667	290	820
900	180	4.360	0,0278	1.080	824
905	40	4.400	0,1250	113	825
910	60	4.460	0,0833	208	826
915	90	4.550	0,0556	382	828
920	70	4.620	0,0714	262	830
925	20	4.640	0,2500	40	830
930	80	4.720	0,0625	320	832
935	90	4.810	0,0556	382	834
940	100	4.910	0,0500	447	836
945	20	4.930	0,2500	40	837
950	20	4.950	0,2500	40	837
975	180	5.130	0,1389	483	841
1.000	250	5.380	0,1000	791	846
1.005	20	5.400	0,2500	40	847
1.010	40	5.440	0,1250	113	848
1.015	400	5.840	0,0125	3.578	856
1.020	370	6.210	0,0135	3.183	864
1.025	60	6.270	0,0833	208	866
1.030	110	6.380	0,0455	516	868
1.035	60	6.440	0,0833	208	869
1.040	270	6.710	0,0185	1.984	875
1.045	180	6.890	0,0278	1.080	879
1.050	95	6.985	0,0526	414	881
1.055	180	7.165	0,0278	1.080	885
1.060	100	7.265	0,0500	447	887
1.065	170	7.435	0,0294	991	891
1.070	120	7.555	0,0417	588	893
1.075	20	7.575	0,2500	40	894
1.100	120	7.695	0,2083	263	896
1.125	120	7.815	0,2083	263	899
1.150	140	7.955	0,1786	331	902
1.175	160	8.115	0,1563	405	905
1.200	190	8.305	0,1316	524	910
1.225	270	8.575	0,0926	887	915
1.250	160	8.735	0,1563	405	919
1.252	25	8.760	0,0800	88	919
SOMA	8.760		SOMA	59.585,01	
	A			B	
S = declividade equivalente (m/m) =			[A/B] ²	0,02161	
L (km) = 8,76			S (m/km)	21,61395	
tc = tempo de concentração (min) =			$57 * (L^2 / S)^{0.385}$	92,84	
tc Kirpich (horas) =				1,55	

Tabela 3.1.3 – EIXO 3 – Cálculo do Tempo de Concentração

COTA (msnm)	DL, Talvegue Parcial (m)	L, Talvegue total (m)	Decl. trecho s (m/m)	Valor Auxiliar DL / ($s^{0.5}$)	Cota equivalente (m/m)
720	0	0	0,0000	0	730
725	40	40	0,1250	113	731
730	930	970	0,0054	12.684	757
735	480	1.450	0,0104	4.703	770
740	200	1.650	0,0250	1.265	775
745	500	2.150	0,0100	5.000	789
750	370	2.520	0,0135	3.183	799
755	180	2.700	0,0278	1.080	804
760	275	2.975	0,0182	2.039	812
765	50	3.025	0,1000	158	813
770	45	3.070	0,1111	135	814
775	20	3.090	0,2500	40	815
800	45	3.135	0,5556	60	816
825	45	3.180	0,5556	60	818
850	210	3.390	0,1190	609	823
875	440	3.830	0,0568	1.846	835
880	40	3.870	0,1250	113	837
885	55	3.925	0,0909	182	838
890	75	4.000	0,0667	290	840
895	140	4.140	0,0357	741	844
900	50	4.190	0,1000	158	845
905	40	4.230	0,1250	113	846
910	100	4.330	0,0500	447	849
915	155	4.485	0,0323	863	853
920	110	4.595	0,0455	516	856
925	50	4.645	0,1000	158	858
930	25	4.670	0,2000	56	859
935	70	4.740	0,0714	262	860
940	140	4.880	0,0357	741	864
945	90	4.970	0,0556	382	867
950	70	5.040	0,0714	262	869
975	130	5.170	0,1923	296	872
1.000	200	5.370	0,1250	566	878
1.025	225	5.595	0,1111	675	884
1.050	180	5.775	0,1389	483	889
1.075	185	5.960	0,1351	503	894
1.100	215	6.175	0,1163	631	900
1.125	110	6.285	0,2273	231	903
1.150	240	6.525	0,1042	744	910
1.175	415	6.940	0,0602	1.691	921
1.200	250	7.190	0,1000	791	928
1.225	210	7.400	0,1190	609	934
1.250	115	7.515	0,2174	247	937
1.267	130	7.645	0,1308	359	940
SOMA	7.645			46.084,46	
	A			B	
	$S = \text{declividade equivalente (m/m)} =$		$[A/B]^2$	0,02752	
	L (km)	7,645	S (m/km)	27,51985	
	tc = tempo de concentração (min) =		$57 * (L^2/S)^{0,385}$	76,17	
	tc Kirpich (horas) =			1,27	

Tabela 3.1.4 – EIXO 4 – Cálculo do Tempo de Concentração

COTA (msnm)	DL, Talvegue Parcial (m)	L, Talvegue total (m)	Decl. trecho s (m/m)	Valor Auxiliar DL / (s ^{0,5})	Cota equivalente (m/m)
730	0	0	0,0000	0	730
735	790	790	0,0063	9,930	751
740	500	1.290	0,0100	5,000	764
745	520	1.810	0,0096	5,303	778
750	250	2.060	0,0200	1,768	784
755	60	2.120	0,0833	208	786
760	40	2.160	0,1250	113	787
765	45	2.205	0,1111	135	788
770	20	2.225	0,2500	40	789
775	70	2.295	0,0714	262	791
780	100	2.395	0,0500	447	793
785	100	2.495	0,0500	447	796
790	170	2.665	0,0294	991	800
795	110	2.775	0,0455	516	803
800	70	2.845	0,0714	262	805
825	260	3.105	0,0962	838	812
850	95	3.200	0,2632	185	814
875	40	3.240	0,6250	51	816
900	60	3.300	0,4167	93	817
925	90	3.390	0,2778	171	819
950	420	3.810	0,0595	1.721	831
975	260	4.070	0,0962	838	837
980	350	4.420	0,0143	2.928	847
985	65	4.485	0,0769	234	848
990	35	4.520	0,1429	93	849
995	55	4.575	0,0909	182	851
1.000	220	4.795	0,0227	1.459	857
1.005	20	4.815	0,2500	40	857
1.010	40	4.855	0,1250	113	858
1.015	50	4.905	0,1000	158	859
1.020	55	4.960	0,0909	182	861
1.025	160	5.120	0,0313	905	865
1.030	110	5.230	0,0455	516	868
1.035	40	5.270	0,1250	113	869
1.040	70	5.340	0,0714	262	871
1.045	75	5.415	0,0667	290	873
1.050	160	5.575	0,0313	905	877
1.055	120	5.695	0,0417	588	880
1.060	95	5.790	0,0526	414	883
1.065	475	6.265	0,0105	4.630	895
1.070	50	6.315	0,1000	158	897
1.075	125	6.440	0,0400	625	900
1.080	35	6.475	0,1429	93	901
1.085	115	6.590	0,0435	552	904
1.090	200	6.790	0,0250	1.265	909
1.095	65	6.855	0,0769	234	911
1.100	300	7.155	0,0167	2.324	919
1.105	105	7.260	0,0476	481	922
1.110	140	7.400	0,0357	741	925
1.115	70	7.470	0,0714	262	927
1.120	150	7.620	0,0333	822	931
1.125	120	7.740	0,0417	588	934
1.130	100	7.840	0,0500	447	937
1.135	30	7.870	0,1667	73	938
1.140	50	7.920	0,1000	158	939
1.145	55	7.975	0,0909	182	941
1.150	90	8.065	0,0556	382	943
1.155	50	8.115	0,1000	158	944
1.160	40	8.155	0,1250	113	945
1.165	90	8.245	0,0556	382	948
1.170	60	8.305	0,0833	208	949
1.175	70	8.375	0,0714	262	951
1.180	90	8.465	0,0556	382	953
1.185	55	8.520	0,0909	182	955
1.190	85	8.605	0,0588	350	957
1.195	100	8.705	0,0500	447	960
1.200	110	8.815	0,0455	516	963
1.205	110	8.925	0,0455	516	966
1.210	75	9.000	0,0667	290	968
1.215	90	9.090	0,0556	382	970
1.220	70	9.160	0,0714	262	972
1.225	10	9.170	0,5000	14	972
1.250	65	9.235	0,3846	105	974
1.267	135	9.370	0,1259	380	977
SOMA	9.370		57.671,32		
	A		B		
	S = declividade equivalente (m/m) =	[A/B] ²	0,02640		
	L (km)	9,37	S (m/km)	26,39730	
	tc = tempo de concentração (min) =	57*(L ² /S) ^{0,385}	90,53		
	tc Kirpich (horas) =		1,51		

3.2 Dados Pluviométricos Disponíveis

Especificamente para o local de interesse não existe uma equação IDF (intensidade-duração-freqüência) para representar as chuvas intensas na bacia do rio Caxambu, no município de Jundiaí.

Para o município de Piracicaba, a publicação mais recente do DAEE (1999), intitulada “Precipitações Intensas do Estado de São Paulo”, de autoria de Magni & Mero, indica uma equação que redundaria em valores de chuva de projeto, que foram considerados bastante elevados (superiores da ordem de 42%), do que os valores assumidos durante o projeto executivo da barragem Jundiaí-Mirim, quando comparada com publicação dos mesmos autores em 1982.

As considerações sobre chuvas e demais cálculos que se seguem foram adotadas recentemente durante o ano de 2013, quando houve a necessidade de reavaliar os aspectos hidrológicos do projeto original (de 1995) da barragem Jundiaí-Mirim, localizada no município de Jundiaí, em virtude de solicitação do DAE Jundiaí para a reforma do vertedouro e um pequeno alteamento da referida barragem.

Da mesma forma que o realizado para o Jundiaí-Mirim, para a realização dos presentes estudos, foram coletados e analisados os dados de máximas precipitações anuais diárias do posto denominado Artemis, Código DAEE – D4-061 (bacia do Piracicaba), que possui uma série bastante extensa, varrendo o período 1944-2000. A figura seguinte mostra a localização do posto (extraído do site SIGRH).

Banco de Dados Pluviométricos do Estado de São Paulo

Pesquisar por:	Municípios	Prefixo	Tipo de Dados:			
Município	Piracicaba	D4-061	Chuva mensal			
<input type="button" value="OK"/>						
Município	Prefixo	Nome	Altitude	Latitude	Longitude	Bacia
Piracicaba	D4-061	Artemis	470 m	22°41'	47°46'	Piracicaba
Download da Série Histórica (1943 até 2000)						

Figura 3.2.1 – Localização do posto

3.3 Seleção dos Dados Diários Máximos Anuais

A tabela seguinte mostra a seleção dos máximos valores diários anuais de precipitações nos dois postos selecionados.

Tabela 3.3.1 – Precipitações Máximas Anuais de 1 dia

ANO	D4-061 (Artemis)
1944	88,6
1945	97,5
1946	65,3
1947	66,2
1948	102,4
1949	83,5
1950	85,3
1951	90,6
1952	79,2
1953	75,4
1954	66,7
1955	88,4
1956	105,2
1957	75,2
1958	81,4
1959	99,3
1960	73,5
1961	97,5
1962	78,1
1963	100,9
1964	50,7
1965	58,2
1966	90,3
1967	67,5
1968	74,5
1969	32,1
1970	97,3
1971	100,6
1972	71,3
1973	60,5
1974	102,1
1975	63,2
1976	65,2
1977	60,7
1978	53,5
1979	113,0
1980	70,0
1981	75,1
1982	94,5
1983	64,2
1984	71,5
1985	55,7
1986	94,1
1987	70,5
1988	97,9
1989	81,2
1990	112,4
1991	77,4
1992	65,1
1993	98,2
1994	53,2
1995	56,9
1996	58,7
1997	85,7
1998	97,2
1999	97,1
2000	52,8
média	78,78
D.Padrão	18,04
P1	60,73

3.4 Tratamento Estatístico

Para o presente caso (com baixos desvios de assimetria) foram analisadas apenas as distribuições de Gumbel e exponencial.

As figuras seguintes mostram as características da amostra no posto Artemis.

Descrição		Dados	Estatísticas de Base	Testes de Hipótese	Gráficos
Variáveis					
Variável Original					Logaritmo da Variável
Tamanho da Amostra(n):	57		57		
Mínimo:	32,1		1,50651		
Máximo:	113		2,05308		
Média:	78,7772		1,88413		
Desvio Padrão(s):	18,0445		0,10731		
Mediana:	77,4		1,88874		
Coeficiente de Variação(Cv):	0,2291		0,05696		
Coeficiente de Assimetria(Cs):	-0,1136		-0,78697		
Coeficiente de Curtose(Ck):	2,3543		4,14717		

Figura 3.4.1 – Amostra do posto D4-061

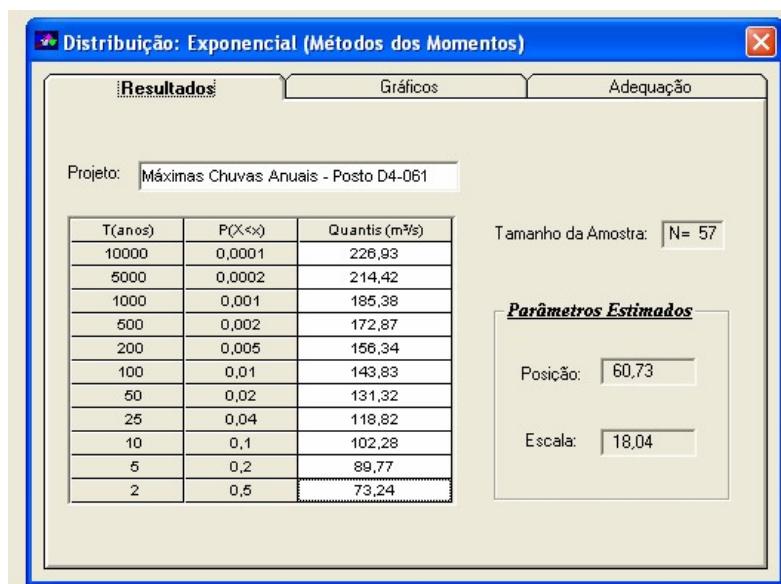


Figura 3.4.2 – Resultados da Distribuição Exponencial

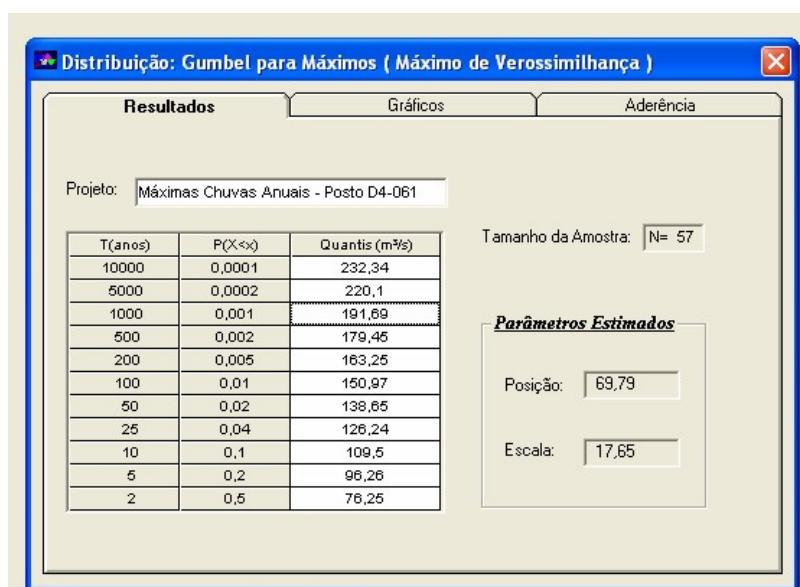


Figura 3.4.3 – Resultados da Distribuição de Gumbel

3.5 Resumo dos Resultados das Chuvas

A tabela 3.5.1 e gráfico da figura 3.5.1 seguintes apresentam o resumo dos resultados obtidos da projeção de valores fornecidos pela distribuição exponencial simples (d.e.s.) e pela distribuição de Gumbel.

Tabela 3.5.1 – Precipitações Máximas de 1 dia

T (anos)	Posto D4-061	
	Exponencial	Gumbel
2	73,2	76,3
10	102,3	109,5
25	118,8	126,2
50	131,3	138,7
100	143,8	151,0
500	172,9	179,5
1.000	185,4	191,7
10.000	226,9	232,3

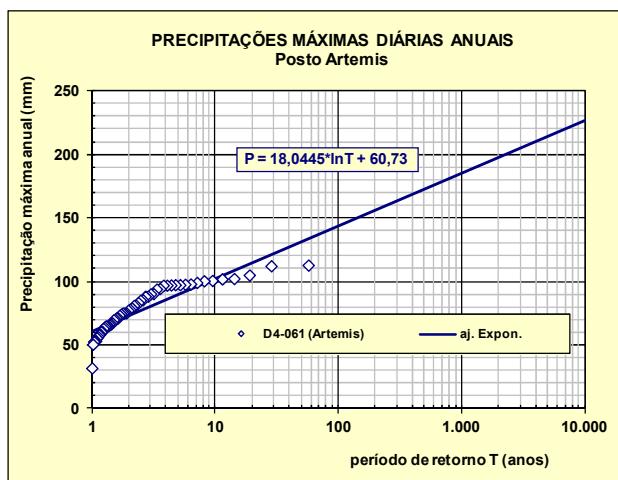


Figura 3.5.1 – Ajuste pela d.e.s.

Quando se adota o procedimento de analisar as precipitações máximas diárias anuais, é necessário que os valores finais obtidos, através dos diferentes procedimentos estatísticos utilizados, sejam corrigidos (majorados) por um fator que represente a relação entre a máxima precipitação contínua com duração de 24 horas e o valor projetado pelos estudos das máximas diárias em determinado posto pluviométrico. No Estado de São Paulo, normalmente este fator é da ordem de **1,15**, conforme consta da publicação do CETESB/DAEE (1979), intitulada “Drenagem Urbana – Manual de Projeto”:

- Fator de 1,15 para correção dos valores de 1 dia, transformando os valores em precipitações máximas contínuas de 24 horas;

Além disso, há que se aplicar outro coeficiente chamado de fator de dispersão das chuvas para representar a chuva média numa certa área de drenagem A, quando $A > 25 \text{ km}^2$:

- Grau de dispersão das chuvas na área = $k = 1 - \log(A/25)$

Para o presente caso, todas as áreas de drenagem são inferiores a 25 km^2 nos 3 eixos, com o valor de k tendo sido adotado igual a 1,0. Assim sendo, resultaram as seguintes chuvas máximas diárias de projeto nas três pequenas sub-bacias aqui analisadas:

Tabela 3.5.2 - Precipitações de 24 horas de Projeto Adotadas

T (anos)	Posto D4-061 (adotado)	
	$P_d(\text{mm})$	$P_{24} = 1,15 * P_d$
2	76,3	87,7
10	109,5	125,9
25	126,2	145,2
50	138,7	159,4
100	151,0	173,6
500	179,5	206,4
1.000	191,7	220,4
10.000	232,3	267,2

3.6 Condições Hidrológicas para as Simulações

Para a simulação e determinação dos hidrogramas de cheia, é necessário fixar ainda as condições a seguir indicadas.

3.6.1 Discretização das Chuvas de 24 horas

As alturas de precipitação máximas de 24 horas determinadas no item anterior necessitam de algum critério para determinar as alturas precipitadas para durações inferiores a 24 horas.

Para essa determinação, foram utilizados como modelo, os dados obtidos pelo DNOS (1957) e constantes da publicação de Otto Pfafstetter, intitulada “Precipitações Intensas no Brasil”, para o posto 59 – Piracicaba, de onde foram extraídas as relações genéricas ($d/d24$), apresentadas na tabela seguinte.

Tabela 3.6.1 – Relações d/d24

d (min)	2 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos	500 anos	1000 anos	10000 anos
5	0,126	0,101	0,094	0,089	0,085	0,085	0,085	0,085
10	0,195	0,167	0,157	0,151	0,145	0,145	0,145	0,145
15	0,249	0,223	0,213	0,206	0,199	0,199	0,199	0,199
20	0,288	0,267	0,257	0,249	0,242	0,242	0,242	0,242
25	0,322	0,307	0,298	0,290	0,283	0,283	0,283	0,283
30	0,353	0,345	0,337	0,330	0,323	0,323	0,323	0,323
60	0,456	0,458	0,455	0,451	0,447	0,447	0,447	0,447
120	0,550	0,546	0,544	0,542	0,541	0,541	0,541	0,541
180	0,605	0,606	0,606	0,606	0,606	0,606	0,606	0,606
240	0,661	0,665	0,667	0,669	0,671	0,671	0,671	0,671
300	0,694	0,700	0,702	0,705	0,707	0,707	0,707	0,707
360	0,728	0,734	0,738	0,740	0,742	0,742	0,742	0,742
480	0,778	0,787	0,790	0,794	0,797	0,797	0,797	0,797
600	0,819	0,826	0,830	0,833	0,836	0,836	0,836	0,836
720	0,854	0,860	0,863	0,866	0,869	0,869	0,869	0,869
1.080	0,927	0,930	0,932	0,933	0,935	0,935	0,935	0,935
1.440	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

Aplicando-se os fatores (d/d24) da tabela anterior aos valores P_{24} da Tabela 3.5.2, foram obtidos os valores discretizados para chuvas de diversas durações, conforme se mostra na tabela seguinte.

Tabela 3.6.2 – Precipitações de Projeto Adotadas

d (min)	2 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos	500 anos	1.000 anos	10.000 anos
5	11,0	12,7	13,6	14,2	14,8	17,6	18,8	22,8
10	17,1	21,1	22,8	24,1	25,2	30,0	32,0	38,8
15	21,8	28,1	30,8	32,8	34,5	41,0	43,8	53,1
20	25,3	33,6	37,3	39,8	42,0	50,0	53,4	64,7
25	28,3	38,7	43,3	46,2	49,1	58,3	62,3	75,5
30	31,0	43,4	48,9	52,6	56,0	66,6	71,1	86,2
60	40,0	57,7	66,0	72,0	77,5	92,2	98,4	119,3
120	48,2	68,8	78,9	86,5	93,9	111,6	119,2	144,5
180	53,1	76,2	87,9	96,6	105,2	125,1	133,6	161,9
240	57,9	83,7	96,9	106,7	116,5	138,5	148,0	179,3
300	60,9	88,1	102,0	112,4	122,7	145,9	155,8	188,9
360	63,8	92,4	107,1	118,0	128,9	153,2	163,7	198,4
480	68,2	99,0	114,7	126,6	138,4	164,5	175,8	213,0
600	71,9	104,0	120,5	132,8	145,2	172,6	184,3	223,4
720	74,9	108,2	125,3	138,1	150,9	179,3	191,6	232,2
1.080	81,3	117,1	135,2	148,8	162,2	192,9	206,0	249,7
1.440	87,7	125,9	145,2	159,4	173,6	206,4	220,4	267,2

3.6.2 Distribuição Temporal das Chuvas

Para as simulações hidrológicas, é necessário adotar uma distribuição temporal para as chuvas de projeto indicadas na Tabela 3.6.2. Conforme prática bastante usual, nos presentes estudos foi adotada a distribuição proposta por Huff, aquela com a maior concentração das chuvas no primeiro quartil de duração, adotando-se a distribuição com probabilidade $p=50\%$. Nas tabelas seguintes estão mostradas as distribuições de HUFF para as diversas condições de chuva consideradas.

Para o presente caso em análise, prevê-se que resultarão barramentos de pequeno porte (inferior ou igual a 15 m de altura), sendo que as estruturas hidráulicas principais (barragem – vertedouro) poderão ser dimensionadas para 500 anos e ter a borda-livre verificada quando da passagem das cheias de 1.000 e 10.000 anos. Em princípio, as barragens deverão ser coroadas para o N.A. máximo maximorum de 500 anos, somando-se ainda 1,0 metro de borda-livre adicional. As barragens deverão ter uma borda-livre total de 3,0 m em relação ao N.A. máximo normal.

Quanto às obras de desvio, sendo as barragens de pequeno porte, acredita-se que as mesmas poderão ser completadas durante um único período de estiagem no leito do rio. O desvio pode ser feito através de tubo ou galeria de concreto que, somente para atender as condições de desvio, teriam dimensões bastante reduzidas face às baixas vazões na estiagem (vazões médias MLT entre 100 e 300 l/s). De qualquer forma, haverá a necessidade de construir uma galeria de concreto com dimensões construtivas mínimas 2,0 m x 2,0 m que restará sob o aterro da barragem, com a finalidade de abrigar uma tubulação de recalque que deverá engolir as águas na tomada d'água principal dentro do reservatório. Então, a estrutura de desvio será adaptada, de forma a incorporar também o sistema de adução composto de tomada d'água e conduto de adução instalado dentro da galeria.

Os períodos de retorno de maior interesse referem-se a T = 500, 1.000 e 10.000 anos. Na eventualidade de as obras sofrerem algum atraso, obrigando a adentrar o período chuvoso, então, também seriam de interesse, as cheias anuais para os períodos de retorno de 10 e 25 anos, para atender o sistema de enseadeiras mais estrutura de desvio, durante o período úmido.

A tabela seguinte mostra os valores da chuva de 6 horas, discretizadas de 15 em 15 minutos. Em algumas análises preliminares, variando-se a duração da chuva D entre $tc < D < 6\ tc$, concluiu-se que a duração de 6 horas, para o presente, é a mais crítica, quando se conta com amortecimento das cheias dentro dos reservatórios.

Tabela 3.6.3 – Distribuição Temporal das Chuvas de 6 horas

intervalo unitário	tempo (horas)	distribuição temporal (%)	T= 10 anos; CN = 60		T= 25 anos; CN = 60		T= 500 anos; CN = 60		T= 1.000 anos; CN = 60		T= 10.000 anos; CN = 60	
			P (mm)	R (mm)	P (mm)	R (mm)	P (mm)	R (mm)	P (mm)	R (mm)	P (mm)	R (mm)
1	0,25	6,01%	5,55	0,00	6,43	0,00	9,20	0,00	9,83	0,00	11,92	0,00
2	0,50	7,21%	6,66	0,00	7,72	0,00	11,04	0,00	11,80	0,00	14,30	0,00
3	0,75	12,19%	11,27	0,00	13,06	0,00	18,68	0,15	19,96	0,34	24,19	1,47
4	1,00	15,20%	14,04	0,08	16,28	0,52	23,28	3,91	24,88	4,93	30,15	8,62
5	1,25	10,39%	9,60	0,88	11,13	1,75	15,92	5,11	17,01	5,98	20,62	9,05
6	1,50	10,39%	9,60	1,76	11,13	2,79	15,92	6,61	17,01	7,57	20,62	10,91
7	1,75	6,50%	6,01	1,49	6,96	2,20	9,96	4,76	10,64	5,40	12,90	7,58
8	2,00	5,11%	4,72	1,35	5,47	1,94	7,82	4,03	8,36	4,55	10,13	6,29
9	2,25	4,31%	3,98	1,26	4,61	1,78	6,60	3,59	7,05	4,02	8,55	5,52
10	2,50	2,79%	2,58	0,87	2,99	1,21	4,28	2,41	4,57	2,69	5,54	3,67
11	2,75	2,79%	2,58	0,91	2,99	1,26	4,28	2,47	4,57	2,76	5,54	3,74
12	3,00	2,51%	2,32	0,86	2,68	1,17	3,84	2,26	4,10	2,52	4,97	3,41
13	3,25	2,40%	2,22	0,85	2,57	1,15	3,68	2,21	3,93	2,46	4,77	3,32
14	3,50	2,19%	2,03	0,80	2,35	1,08	3,36	2,05	3,59	2,29	4,35	3,07
15	3,75	1,59%	1,47	0,59	1,71	0,80	2,44	1,51	2,61	1,68	3,16	2,25
16	4,00	1,20%	1,11	0,46	1,29	0,62	1,84	1,15	1,97	1,28	2,38	1,71
17	4,25	1,20%	1,11	0,46	1,29	0,62	1,84	1,16	1,97	1,29	2,38	1,72
18	4,50	1,20%	1,11	0,47	1,29	0,63	1,84	1,17	1,97	1,30	2,38	1,73
19	4,75	1,20%	1,11	0,48	1,29	0,64	1,84	1,18	1,97	1,31	2,38	1,74
20	5,00	1,20%	1,11	0,48	1,29	0,64	1,84	1,19	1,97	1,32	2,38	1,75
21	5,25	0,81%	0,75	0,33	0,87	0,44	1,24	0,80	1,33	0,89	1,61	1,19
22	5,50	0,81%	0,75	0,33	0,87	0,44	1,24	0,81	1,33	0,90	1,61	1,19
23	5,75	0,39%	0,36	0,16	0,42	0,21	0,60	0,39	0,64	0,43	0,78	0,58
24	6,00	0,39%	0,36	0,16	0,42	0,21	0,60	0,39	0,64	0,43	0,78	0,58
TOTAL		100,00%	92,40	15,03	107,10	22,10	153,20	49,31	163,70	56,34	198,40	81,09
			C= 0,163		C= 0,206		C= 0,322		C= 0,344		C= 0,409	

3.7 Determinação das Vazões Máximas Afluentes

3.7.1 Condições para as Simulações

As vazões de projeto foram determinadas com o auxílio do modelo de simulação do processo de transformação chuva-vazão CABC – Análise de Bacias Complexas, desenvolvido pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica-USP (FCTH, 1998), o qual se baseia no conhecido processo do Hidrograma Unitário recomendado pelo conhecido órgão norte-americano SCS (U.S. Soil Conservation Service). Nesse processo deve ser fixado um parâmetro CN (chamado de número de curva) que deve retratar as condições do escoamento superficial, em função das condições da permeabilidade do solo e das rochas equivalentes ocorrentes em uma determinada bacia hidrográfica.

Para o presente caso, a maior parte das áreas de montante das sub-bacias dos ribeirões das Pedras, Hermida e Cachoeira têm suas nascentes na Serra do Japi, região com baixíssimo grau de ocupação a qual se espera que seja preservada ainda por muitos e muitos anos. Para a presente avaliação de CN, foi considerado que 90% das áreas correspondem a matas e que 10% do restante serão áreas totalmente urbanizadas (CN=86 valor que vem sendo dotado na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP) nos diversos Planos de Macrodrrenagem da Bacia do Alto Tietê).

Na publicação de Setzer (DAEE, 1975), trabalho que procura orientar a tentativa de avaliação do valor de CN, levando em conta a classificação dos solos e rochas equivalentes, a região ora em estudo pode ser classificada como sendo do **Grupo 25** (região entre Jundiaí e Itu, entre Valinhos e Amparo, entre Atibaia e Bragança, etc.).

Para esse Grupo de Solos, segundo a Tabela 3.7.1, ter-se-iam as seguintes porcentagens de solos:

Tabela 3.7.1 - Grupo de solos - porcentagens

		Grupo de Solos 25				
		A	B	C	D	E
% solo	5	35	10	20	30	

Já a Tabela 3.7.2 fornece para a região de matas, os seguintes valores de CN natural:

Tabelas 3.7.2 – Valores de CN

		Região de Matas				
		A	B	C	D	E
CN	32	40	55	67	76	

Com as considerações anteriores foi ponderado e fixado o valor médio **CN=57,3** para 90% das áreas. Assim, resultou o valor final ponderado **CN=60** para todas as bacias, conforme mostra o tabela seguinte.

Tabela 3.7.3 – Valores ponderados de CN

AREA	%	CN
Matas	90	57,3
Urbanizada	10	86
Ponderado	100	60,17

3.7.2 Resultados das Vazões Máximas

De acordo com as chuvas e demais critérios de projeto anteriormente adotados, as simulações das chuvas de projeto (Tabela 3.6.2) com o modelo CABC indicaram os seguintes valores de vazões de pico de projeto nas três bacias:

Tabela 3.7.4 Vazões Máximas Afluentes de Projeto - EIXO 1A - HERMIDA

T (anos)	P (mm)	R (mm)	C=R/P	V (m³)	QA (m³/s)
10	92,40	15,04	0,16	329.283	26,14
25	107,10	22,11	0,21	484.206	39,85
500	153,20	49,33	0,32	1.080.366	94,44
1.000	163,70	56,35	0,34	1.233.966	109,08
10.000	198,40	81,08	0,41	1.775.738	160,95

Tabela 3.7.5 Vazões Máximas Afluentes de Projeto - EIXO 3 – RIO DAS PEDRAS

T (anos)	P (mm)	R (mm)	C=R/P	V (m³)	QA (m³/s)
10	92,40	15,04	0,16	159.379	-
25	107,10	22,11	0,21	234.365	-
500	153,20	49,33	0,32	522.917	48,68
1.000	163,70	56,35	0,34	597.262	56,30
10.000	198,40	81,08	0,41	859.490	83,75

Tabela 3.7.6 Vazões Máximas Afluentes de Projeto - EIXO 4 – CACHOEIRA

T (anos)	P (mm)	R (mm)	C=R/P	V (m³)	QA (m³/s)
10	92,40	15,04	0,16	275.155	21,84
25	107,10	22,11	0,21	404.611	33,30
500	153,20	49,33	0,32	902.772	78,92
1.000	163,70	56,35	0,34	1.031.123	91,15
10.000	198,40	81,08	0,41	1.483.836	134,49

4. ESTUDOS DE REGULARIZAÇÃO

Os estudos seguintes referem-se aos locais dos Eixos 1A, 3 e 4, cuja localização está mostrada na Figura 1.1, identificados como passíveis de serem estudados para a implantação de aproveitamentos com finalidade de regularizar vazões. Os referidos eixos também podem ser vistos nos Anexos 8.1 a 8.3 que já representam um produto final dos presentes estudos.

Através de um modelo de simulação numérica (HIDROREG), desenvolvido em EXCEL, foram aqui desenvolvidas diversas simulações, considerando descargas regularizadas associadas a diversos níveis de garantias pretendidos, considerando também a variação dos níveis d'água nos reservatórios. Os resultados finais apresentam um panorama geral das questões hídricas e das variáveis envolvidas no sentido de orientar uma decisão futura dos volumes de regularização necessários a serem adotados, de acordo com as necessidades e condições ambientais da região, ora em análise.

4.1 Dados Básicos

As condições de armazenamento dos reservatórios foram determinadas a partir das cartas do levantamento cartográfico do IGC (Instituto Cartográfico e Geográfico de São Paulo) na escala 1:10.000, com curvas de nível espaçadas de 5 metros. No caso do Eixo 3 por ser um reservatório existente as cartas do IGC não apresentam um levantamento do fundo do lago. Assim utilizou-se um levantamento topobatimétrico, dos últimos estudos da Projectus, onde foram identificadas as margens do reservatório, bem como uma malha de pontos do fundo de seu leito.

Para as condições de evaporação dos reservatórios foi realizada uma pesquisa junto a publicações oficiais do INMET.

4.1.1 Série de Vazões Médias Mensais

As séries de vazões operadas médias mensais disponíveis, válida para os três eixos com áreas de drenagem praticamente iguais, foram determinadas e apresentadas no documento 5076.CX.A4.001, correspondente aos estudos da “BACIA DO RIO CAXAMBU-JUNDIAI - Estudos Hidrológicos para Avaliação de Disponibilidade Hídrica nos Eixos das Barragens em Estudo”. Essas séries de vazões estão reproduzidas nas Tabelas 4.1.2 a 4.1.4 seguintes.

4.1.2 Evaporação Média Mensal

Preliminarmente, foram feitas consultas a postos do INMET (Instituto Nacional de Meteorologia), para coleta de dados de evaporação mensal. O posto mais próximo na região, com dados disponíveis, localiza-se na cidade de São Carlos e possui as seguintes médias mensais de evaporação.

Tabela 4.1.1 – Dados de Evaporação mensal

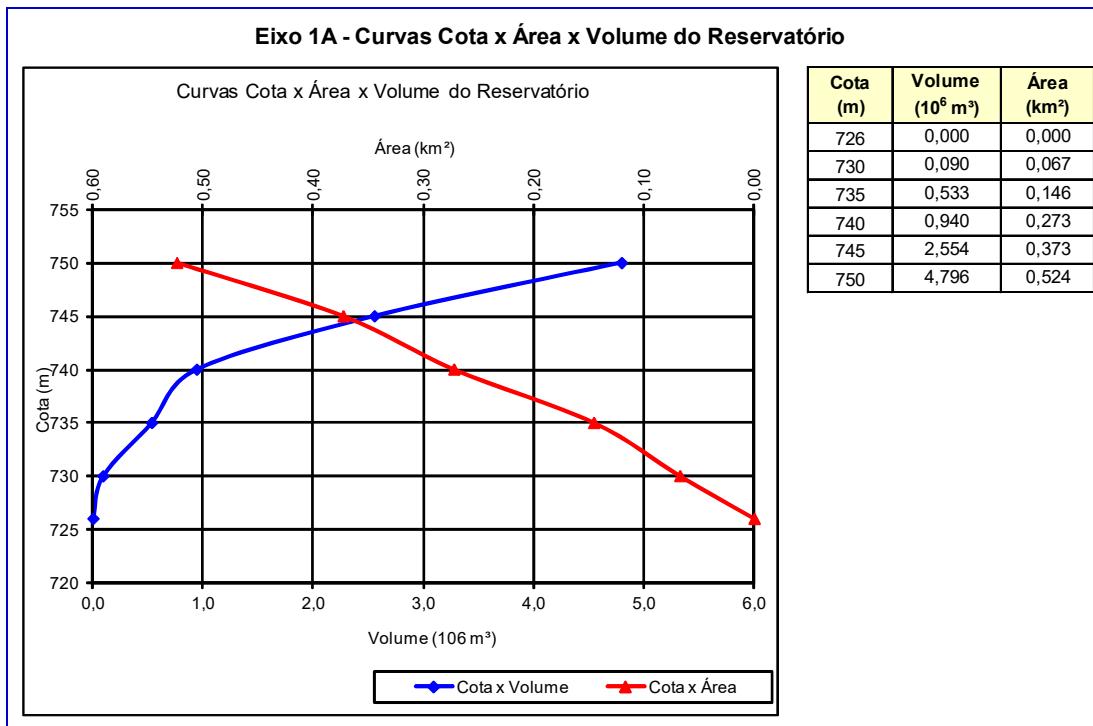
Evaporação Média Mensal (mm)											
JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
97,9	93,7	108,7	110,4	110,3	109,1	132,6	173,6	175,5	151,6	132,3	102,1

Em fase mais adiantada deste projeto, deverá ser verificada a existência desses dados em local mais próximo das obras.

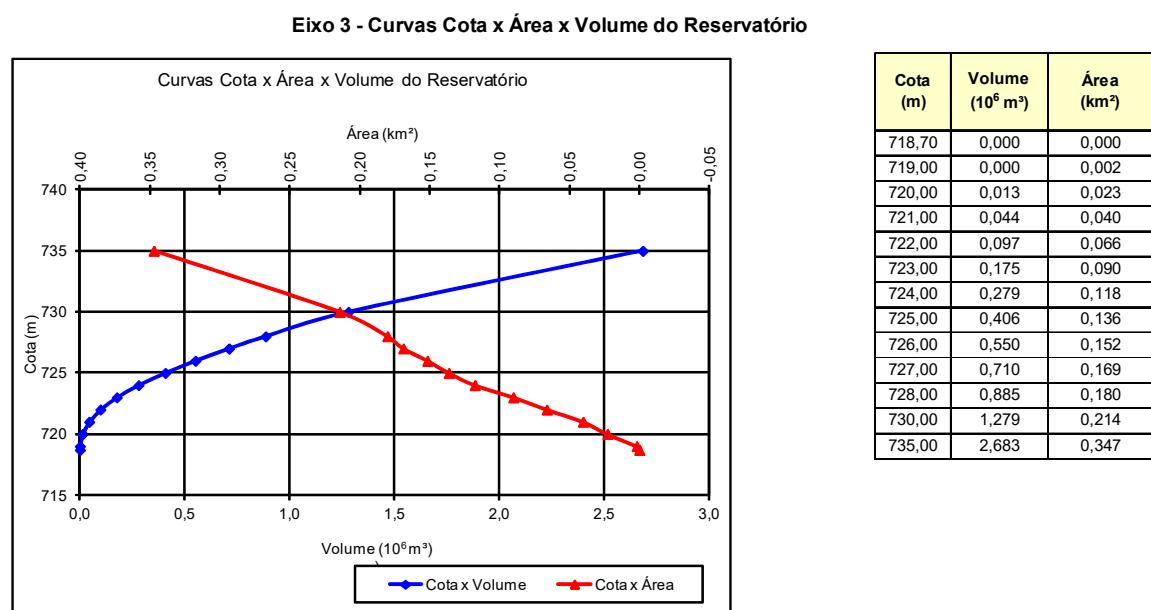
4.1.3 Curvas Cota x Área x Volume

Com base no levantamento cartográfico do IGC, e em levantamento topobatimétrico no Eixo 3, foram digitalizadas as áreas das curvas de nível dos eixos dos barramentos previstos e calculados os respectivos volumes dos reservatórios, conforme mostram os quadros seguintes.

Quadro 4.1.1 – Eixo 1A - Curva Cota x Área x Volume

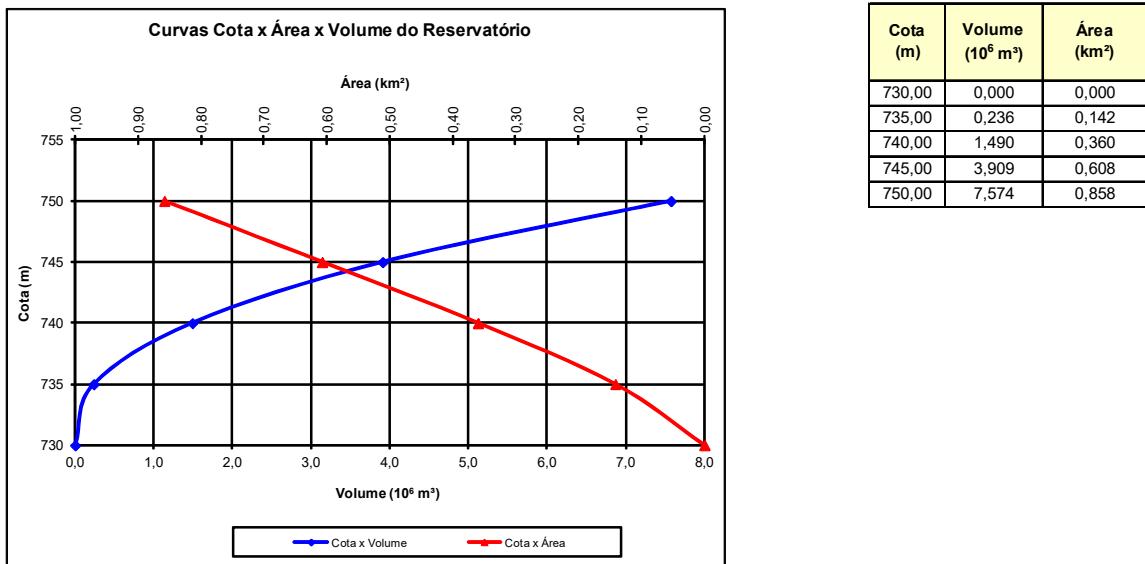


Quadro 4.1.2 – Eixo 3 - Curva Cota x Área x Volume



Quadro 4.1.3 – Eixo 4 - Curva Cota x Área x Volume

Eixo 4 - Curvas Cota x Área x Volume do Reservatório



Para alimentar o modelo matemático para a avaliação hídrica dos reservatórios, foram ajustadas as curvas cota x área x volume em ambos os aproveitamentos, apresentando as seguintes equações:

Eixo 1A:

$$A(\text{km}^2) = 10,401 \cdot 10^{-3} * (\text{COTA}-725,4)^{1,2037}$$

$$V(10^6 \text{ m}^3) = 2,89 \cdot 10^{-3} * (\text{COTA}-725,4)^{2,2477}$$

Eixo 3:

$$A(\text{km}^2) = 17,093 \cdot 10^{-3} * (\text{COTA}-718,85)^{1,1375}$$

$$V(10^6 \text{ m}^3) = 9,326 \cdot 10^{-3} * (\text{COTA}-718,85)^{2,0661}$$

Eixo 4:

$$A(\text{km}^2) = 31,147 \cdot 10^{-3} * (\text{COTA}-731,2)^{1,1282}$$

$$V(10^6 \text{ m}^3) = 13,117 \cdot 10^{-3} * (\text{COTA}-731,2)^{2,1701}$$

4.1.4 Níveis Operacionais dos Reservatórios

No Eixo 1A embora as curvas tenham sido levantadas até a cota 750,00 m.s.n.m, acredita-se que não será possível serem adotadas cotas máximas operacionais normais nos reservatórios muito acima da El. 735,00 m. Observando-se a cartografia

existente nota-se que acima da curva 735,00 m começam a surgir algumas ocupações ribeirinhas. Provavelmente trata-se da sede da Fazenda Hermida.

Já no Eixo 3, o reservatório e barragem já existem, restando saber apenas qual a parcela de descarga regularizada será possível disponibilizar nesse local. Estima-se que a cota de operação normal do reservatório Rio das Pedras esteja em torno do NA=724,50 m. Em fase mais avançada deverá ser levantado, com ajuda de serviços topográficos mais detalhados de campo, a cota real do seu vertedor e das outras estruturas existentes no local. Também no Eixo 4, tal como no Eixo 1A, as curvas de nível foram levantadas até a cota 750,00 m, mas a partir da cota 740,00 m já podem ser observados grandes impactos nas edificações e construções existentes.

Para os níveis mínimos operacionais foram calculados nesta fase dos estudos os possíveis volumes assoreados nos três eixos ao longo de 30 anos de operação. A tabela seguinte apresenta um resumo do cálculo e o N.A. mínimo operacional adotado em cada local:

Tabela 4.1.5 – Cálculo do NA mínimo normal

Eixo	Pe (t/km ² .ano)	A (km ²)	Total Anual (t/ano)	Dens. Sólido (t/m ³)	Volume Anual (m ³ /ano)	Vida Útil (anos)	Vol. Assoreado (m ³)	Fundo (m)	NA_mín (m)
Eixo 1A	45	21,9	986	1,2	821	30	24.638	726,00	728,00
Eixo 3	45	10,6	477	1,2	398	30	11.925	718,70	720,00
Eixo 4	45	18,3	824	1,2	686	30	20.588	730,00	732,50

Numa fase futura, com levantamentos topográficos mais detalhados, os estudos de assoreamento dos reservatórios deverão ser avaliados com maior precisão.

Nesta fase de avaliação das possibilidades de níveis operacionais foram realizadas simulações paramétricas dos níveis, de forma a correlacionar os volumes úteis e vazões regularizadas para diversos níveis de garantia de abastecimento, variando entre 95% e 100%. Esses estudos visaram orientar a decisão dos níveis operacionais nos locais dos Eixos 1A, 3 e 4, de preferência, buscando obter o menor impacto possível em desapropriações e nos custos das obras, sem prejuízo do principal objetivo dos aproveitamentos que é o da otimização da regularização das vazões afluentes. Assim, para a alternativa do Eixo 1A variou-se o N.A. máximo normal entre 733,00 e 738,00 m, enquanto para o Eixo 3, por já estar consolidado, variou-se o NA entre as cotas 724,00 e 727,00 m. Já o Eixo 4 foram variados os níveis entre as cotas 735,00 e 742,00 m.

4.1.5 Modelo de Simulação Hidráulica

O modelo HIDROREG aqui utilizado, nada mais consiste do que resolver a seguinte equação de balanço hídrico nos reservatórios, condicionando o seu funcionamento entre o nível mínimo e nível máximo normal. Sempre que, em determinado mês, o N.A. máximo superar a máxima cota normal fixada, os volumes excedentes são considerados como vertidos, não havendo condição de serem armazenados:

$$\Delta V(i) = Q_a(i) - Q_e(i) - QR$$

Onde:

$\Delta V(i)$ = variação de volume no reservatório no mês i (m^3)

$Q_a(i)$ = vazão afluente mensal no mês i (m^3/s)

$Q_e(i)$ = vazão mensal evaporada no mês i (m^3/s)

QR = descarga meta a ser regularizada com certo nível de garantia (m^3/s)

4.2 Resultados das Simulações

4.2.1 Local do Eixo 1A

Dante dos critérios mencionados anteriormente, a verificação das simulações hidrológico-hidráulicas das alternativas pode ser apreciada nas tabelas e gráficos das figuras seguintes, inicialmente para o local do Eixo 1A.

Tabela 4.2.1 – Eixo 1A - Verificação da Disponibilidade Hídrica (l/s)

N.A. max. Normal	Descarga Regularizada (l/s) x Garantia (%)			
	100%	98%	95%	Vol. Útil (hm ³)
738,00	106,00	140,50	171,00	0,833
737,00	100,50	135,00	164,50	0,688
736,00	93,50	129,00	157,00	0,557
735,00	87,90	122,50	149,00	0,441
734,00	81,50	118,00	142,00	0,339
733,00	76,50	111,50	135,50	0,251
ΔQreg, 738 a 733	29,50	29,00	35,50	

Para cada nível de garantia (entre 95 e 100%), a tabela 4.2.1 anterior mostra o valor de descarga regularizada que aumenta à medida que sobe o N.A. máximo normal do reservatório e, consequentemente, com o aumento do volume útil necessário a ser armazenado. Por exemplo, entre o N.A. mínimo normal igual a 728,00 m e o N.A. máximo normal igual a 735,00 m há um volume útil disponível de 0,44 hm³, capaz de

garantir a descarga regularizada de 87,9 l/s durante 100% do tempo. Com 2% de falhas (98% de garantia), o mesmo volume útil garantiria uma descarga regularizada de 122,5 l/s. O comportamento dessas variáveis da tabela anterior também pode ser visualizado nas figuras seguintes.

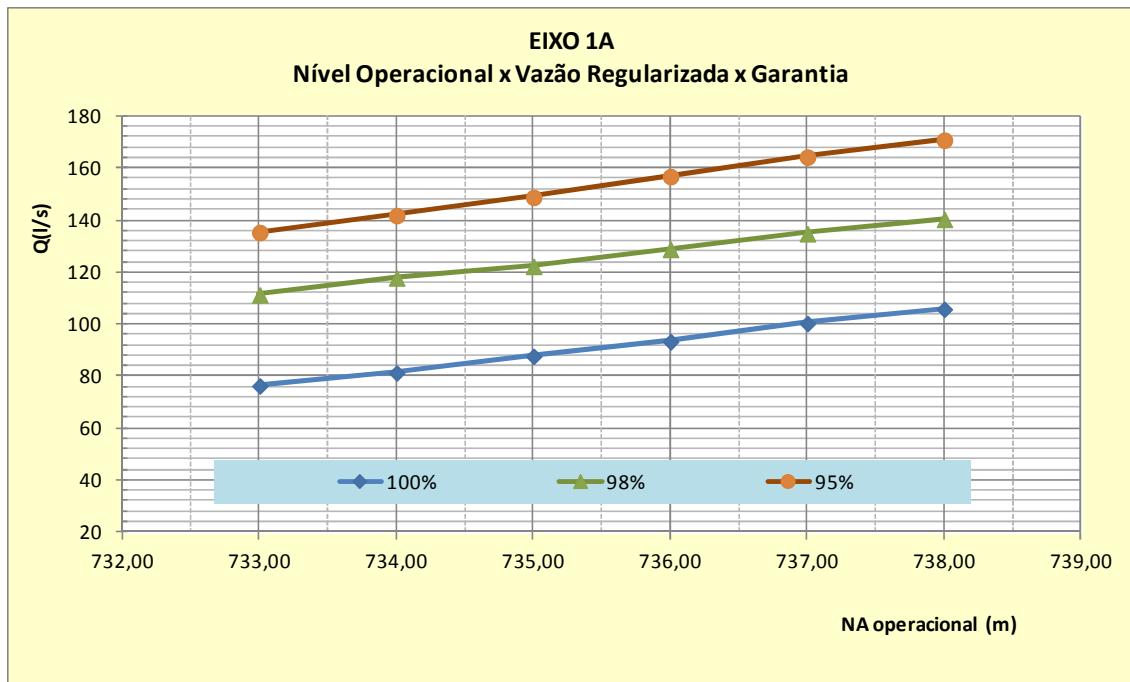


Figura 4.2.1 – Eixo 1 – Nível Operacional x Vazão Regularizada x Garantia (%)

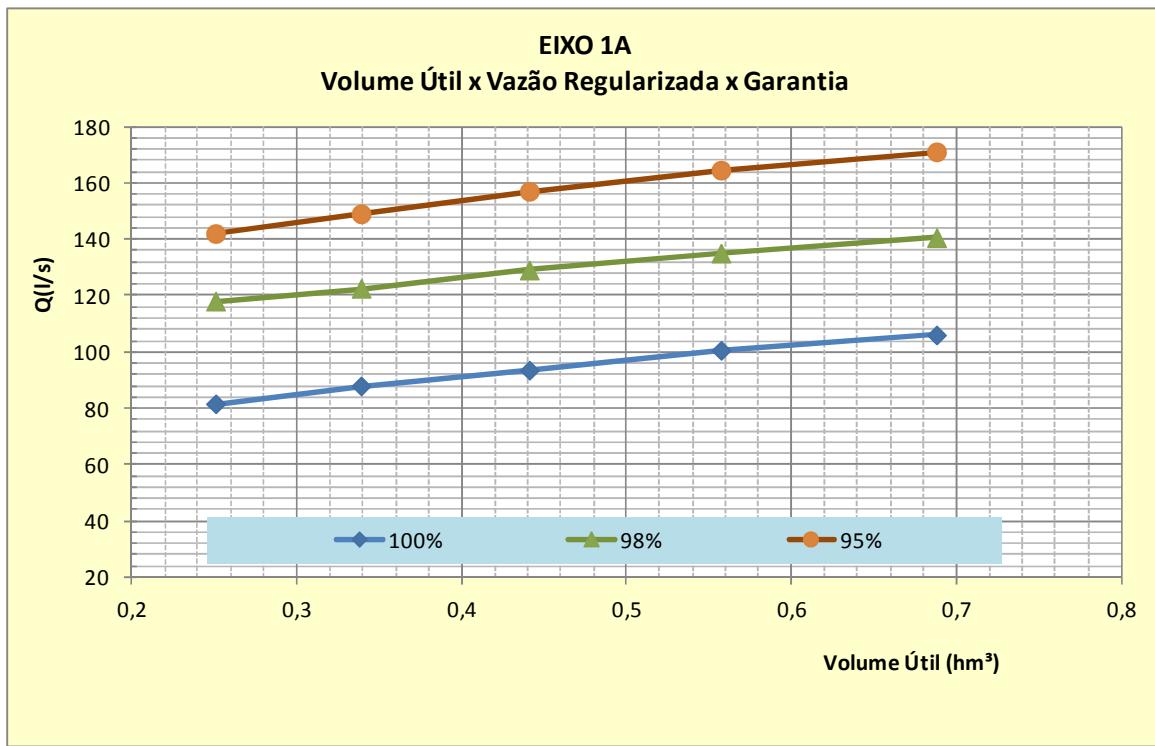


Figura 4.2.2 – Eixo 1A – Volume Útil x Vazão Regularizada x Garantia (%)

Tabela 4.2.2– Eixo 1A – Variação da Disponibilidade Hídrica - em função da variação do NA Operacional

NA	Garantias (%)					
	100%	Delta Qreg	98%	Delta Qreg	95%	Delta Qreg
738,00	106,00	5,50	140,50	5,50	171,00	6,50
737,00	100,50	7,00	135,00	6,00	164,50	7,50
736,00	93,50	5,60	129,00	6,50	157,00	8,00
735,00	87,90	6,40	122,50	4,50	149,00	7,00
734,00	81,50	5,00	118,00	6,50	142,00	6,50
733,00	76,50		111,50		135,50	

Tabela 4.2.3 – Eixo 1A – NA Operacional em função da variação da Disponibilidade Hídrica pela vazão média de longo termo

N.A. max. Normal	Descarga Regularizada (l/s) / Vazão média (l/s)		
	100%	98%	95%
738,00	0,39	0,52	0,63
737,00	0,37	0,50	0,61
736,00	0,35	0,48	0,58
735,00	0,33	0,45	0,55
734,00	0,30	0,44	0,53
733,00	0,28	0,41	0,50

Vazão média = 270 l/s

A seguir apresentam-se alguns comentários adicionais no sentido de interpretar os resultados das tabelas anteriores. Os benefícios da regularização plurianual (período 1940-2005) no local do Eixo 1A podem ser vistos com detalhes, analisando-se os resultados da Tabela 4.2.2:

- Com garantia de 100%, a descarga regularizada com o reservatório na cota operacional normal máxima igual a 735,00 m é de 87,90 l/s. Na cota 734,00 m, a descarga regularizada é de 81,50 l/s. Isto significa que, ao se aumentar 1 m na altura da barragem, há um ganho de vazão regularizada de 6,40 l/s. Desta maneira, quando se adota a cota operacional na El. 736,00 m, verifica-se um ganho adicional de mais 5,60 l/s em relação à cota anterior na El. 735,00 m. Ou seja, entre as duas cotas (736 e 734), haveria um ganho total de 12,0 l/s;
- Da mesma forma, para a garantia de 98%, haveria um ganho de 11,0 l/s para passar da cota 734,00 m para a cota 736,00 m.

Nos presentes estudos, decidiu-se limitar o N.A. máximo normal na El. 735,00 m, em virtude da presença de instalações na fazenda local. Neste local, adicionando-se cerca de mais 3 metros de borda-livre, a barragem seria coroada

na cota 738,00 m já com cerca de 12 m de altura. Na realidade, ao se observar a Figura 4.2.1 e Tabela 4.2.2, nota-se que os ganhos de acréscimos médios de QR, da ordem de 6,0 l/s, ainda são lineares até, pelo menos a cota 738,00 m. Isto quer dizer que, numa posterior de projeto, os estudos ainda poderão especular a possibilidade de aumentar a cota nível d'água operacional normal para valores superiores à El. 735,00 m.

Tem-se a informar que no novo local aqui sugerido do EIXO 1A, funcionando na cota máxima normal igual a 735,00 m, o benefício da descarga regularizada resultou ser da ordem de 30% superior à alternativa da Barragem Hermida, estudada PROJECTUS (2001/2002).

Em caráter ilustrativo, as figuras seguintes mostram o comportamento dos níveis d'água no reservatório, ao longo do tempo, para as garantias de 98% (2% de falhas) e 100% (0% de falhas), para todo o histórico simulado das vazões mensais afluentes entre 1940 e 2005, com o reservatório operando no N.A. máximo normal igual a 735,00 m.

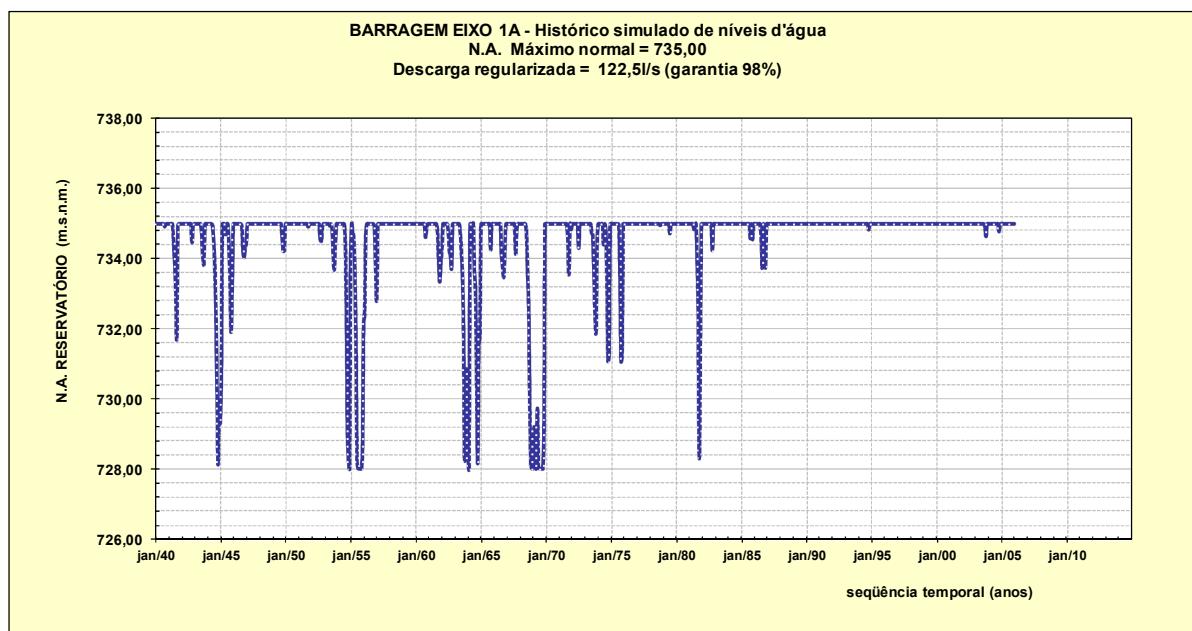


Figura 4.2.3 – Eixo 1A – Histórico Simulado de Níveis d'Água (Garantia 98%)

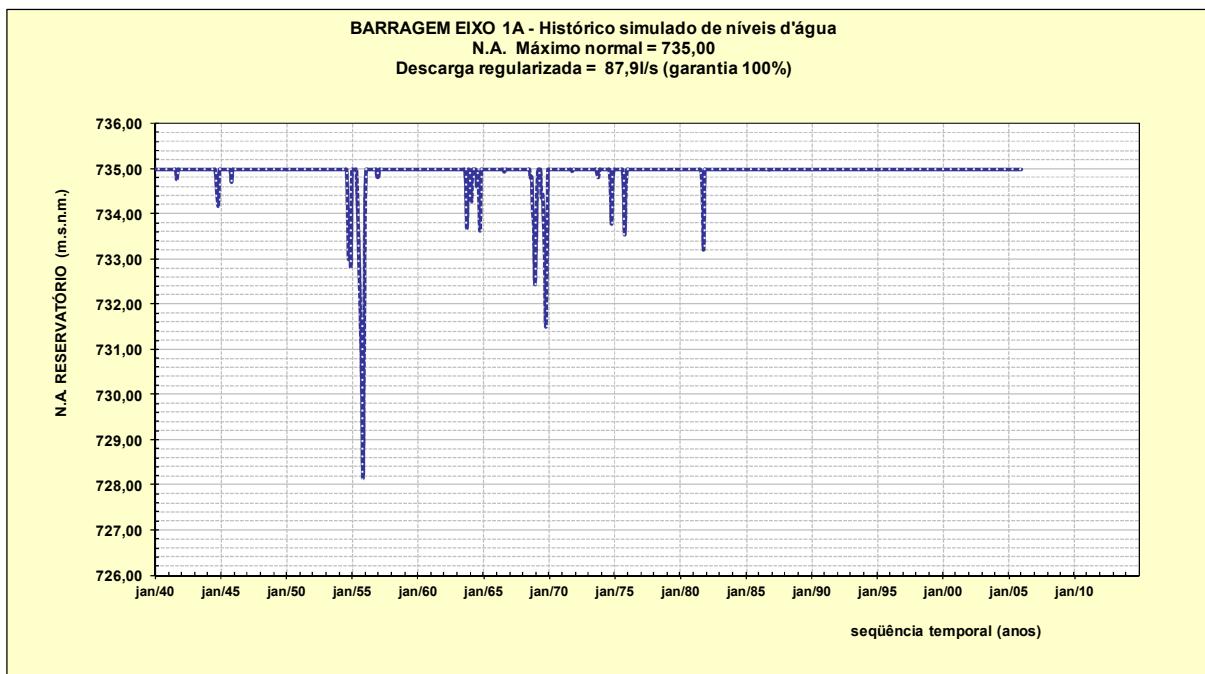


Figura 4.2.4 – Eixo 1A – Histórico Simulado de Níveis d’Água (Garantia 100%)

4.2.2 Local do Eixo 3

Analogamente, para o Eixo 3, foram obtidos os resultados indicados a seguir.

Tabela 4.2.4 – Eixo 3 - Verificação da Disponibilidade Hídrica

N.A. max. Normal	Descarga Regularizada (l/s) x Garantia (%)			
	100%	98%	95%	Vol. Útil (hm ³)
727,00	58,00	77,50	91,50	0,699
726,00	54,50	73,50	87,20	0,531
725,00	51,50	67,50	82,50	0,385
724,50	48,50	65,50	79,50	0,321
724,00	45,50	62,50	76,00	0,263
ΔQreg, 727 a 724	12,50	15,00	15,50	

Assim como os resultados do Eixo 1A, para cada nível de garantia (entre 95 e 100%), a Tabela 4.2.4 anterior mostra o valor de descarga regularizada que aumenta à medida que sobe o N.A. máximo normal do reservatório e, consequentemente, com o aumento do volume útil necessário a ser armazenado. Por exemplo, entre o N.A. mínimo normal igual a 720,00 m e o N.A. máximo normal igual a 724,50 m há um volume útil disponível de 0,321 hm³, capaz de garantir a descarga regularizada de 48,50 l/s durante 100% do tempo. Com 2% de falhas (98% de garantia), o mesmo volume útil garantiria uma descarga regularizada de 65,50 l/s. O comportamento dessas variáveis da tabela anterior também pode ser visualizado nas figuras seguintes.

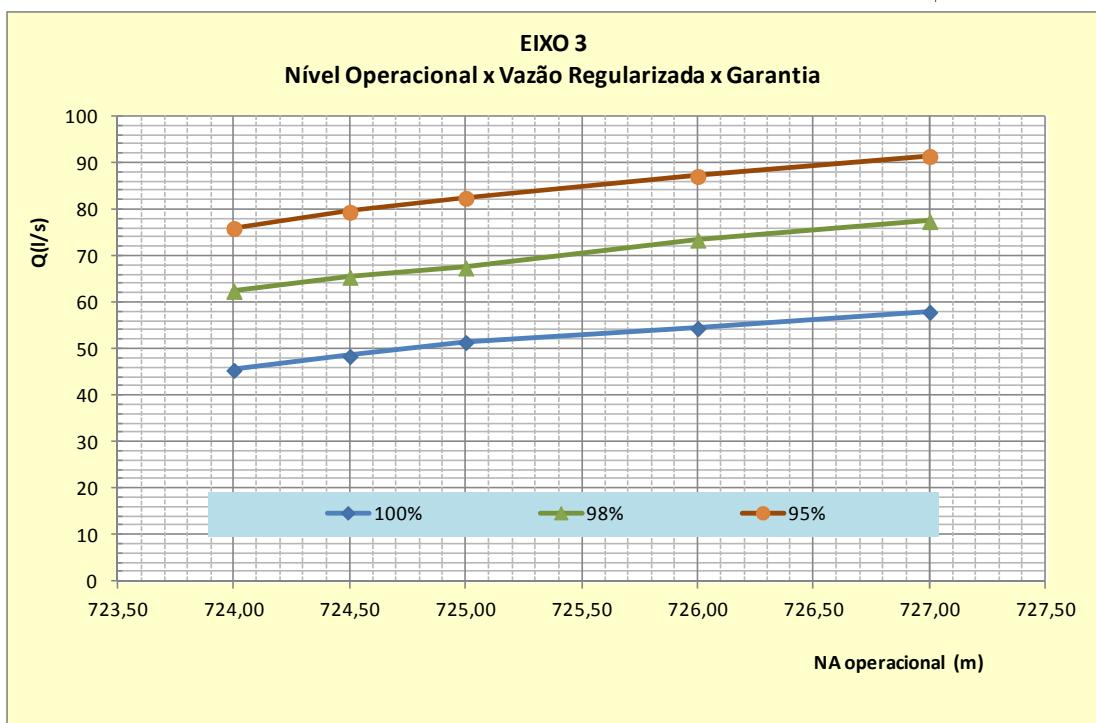


Figura 4.2.5 – Eixo 3 – Nível Operacional x Vazão Regularizada x Garantia (%)

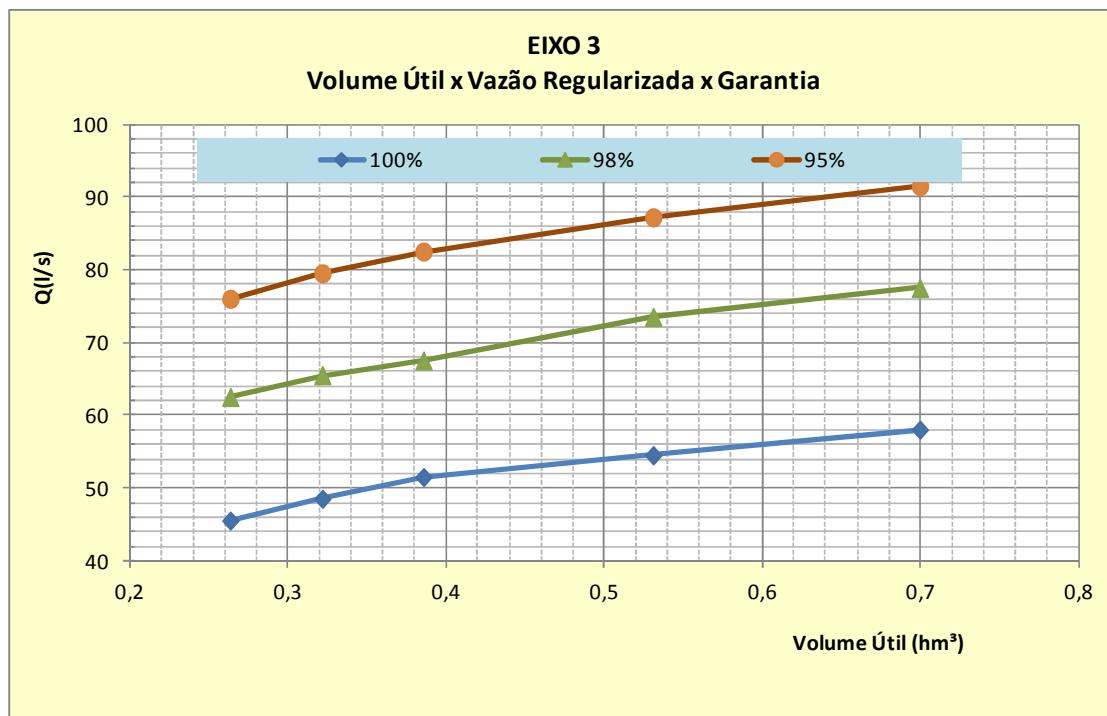


Figura 4.2.6 – Eixo 3 – Volume Útil x Vazão Regularizada x Garantia (%)

Tabela 4.2.5 – Eixo 3 – Variação da Disponibilidade Hídrica em função da variação do NA Operacional

NA	Garantias (%)					
	100%	Delta Qreg	98%	Delta Qreg	95%	Delta Qreg
727,00	58,00	3,50	77,50	4,00	91,50	4,30
726,00	54,50	3,00	73,50	6,00	87,20	4,70
725,00	51,50	3,00	67,50	2,00	82,50	3,00
724,50	48,50	3,00	65,50	3,00	79,50	3,50
724,00	45,50		62,50		76,00	

Tabela 4.2.6 – Eixo 3 – NA Operacional em função da variação da Disponibilidade Hídrica pela vazão média de longo termo

N.A. max. Normal	Descarga Regularizada (l/s) / Vazão média (l/s)		
	100%	98%	95%
727,00	0,44	0,59	0,70
726,00	0,42	0,56	0,67
725,00	0,39	0,52	0,63
724,50	0,37	0,50	0,61
724,00	0,35	0,48	0,58

Vazão média = 131 l/s

Conforme comentado para o Eixo 1A, os valores da Tabela 4.2.5 mostram, que os grandes benefícios adicionais que se verificam no local do Eixo 3 são em virtude da disponibilidade de maiores volumes para a regularização de vazões:

- Com garantia de 100%, a descarga regularizada com o reservatório na cota operacional normal máxima igual a 724,50 m é de 48,50 l/s. Na cota 724,00 m, a descarga regularizada é de 45,50 l/s. Isto significa que, ao se aumentar 0,5 m na altura da barragem, há um ganho de vazão regularizada de 3,00 l/s. Desta maneira, quando se adota a cota operacional na El. 725,00 m, verifica-se um ganho adicional de mais 3,00 l/s em relação à cota anterior na El. 724,50 m. Ou seja, entre as duas cotas (725,00 e 724,00 m), haveria um ganho total de 6,00 l/s;
- Para a garantia de 98%, haveria um ganho de 5,00 l/s para passar da cota 724,00 para a cota 725,00.

Aqui também pode ser observado que, neste local denominado de EIXO 3, na represa existente na Fazenda Rio das Pedras, a barragem poderia ser mais alta. Esta conclusão pode ser observada no gráfico da Figura 4.2.5 e Tabela 4.2.5, onde visivelmente a descarga regularizada aumenta linearmente, pelo menos, até a cota 727,00 m. Entretanto, grandes alteamentos no local da barragem atual

não são possíveis em função da presença das estruturas ali existentes há 40 anos.

Apresenta-se a seguir o histórico gráfico de níveis d'água simulados considerando as mesmas condições de garantias de 98% e 100%, para o período 1940-2005, com a barragem do Eixo 3 funcionando na cota máxima normal igual a 724,50 m.

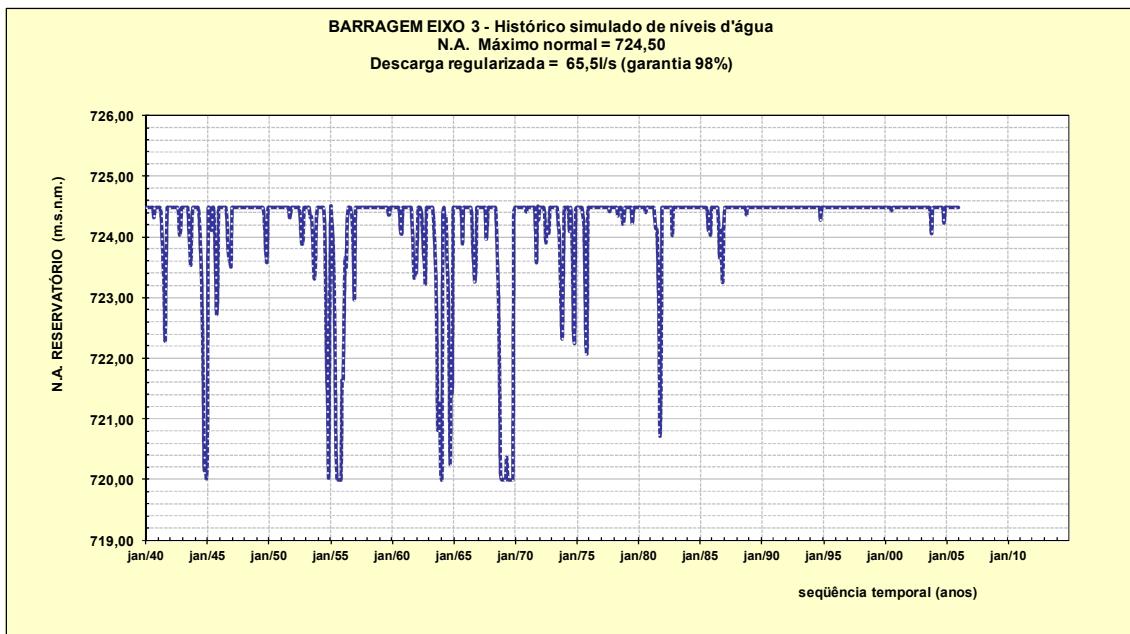


Figura 4.2.7 – Eixo 3 – Histórico Simulado de Níveis d'Água (Garantia 98%)

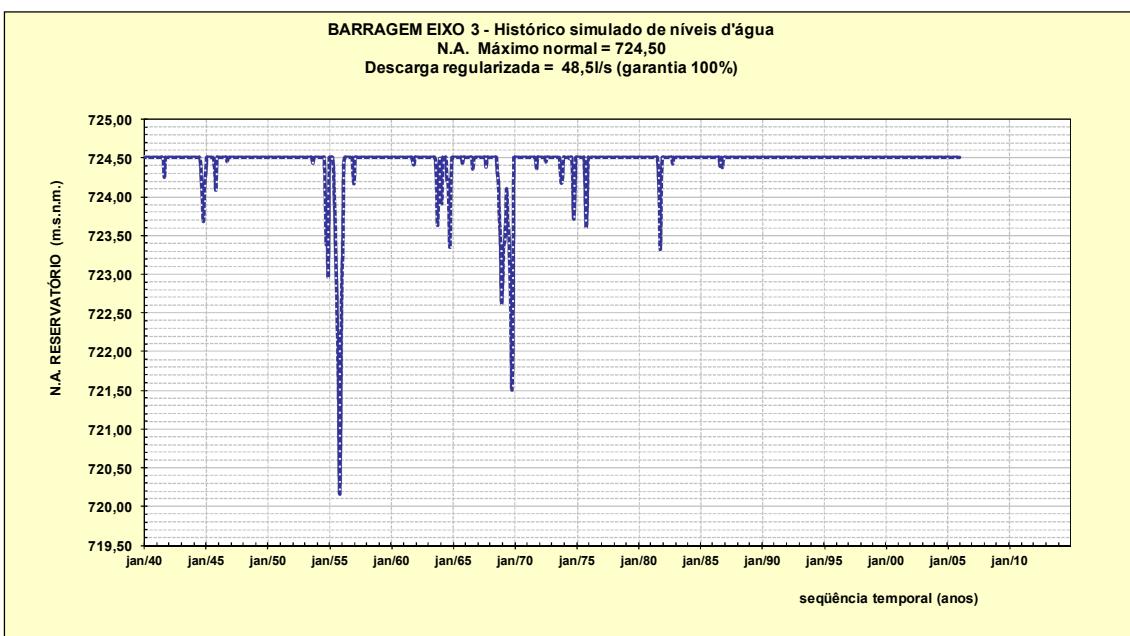


Figura 4.2.8 – Eixo 3 – Histórico Simulado de Níveis d'Água (Garantia 100%)

4.2.3 Local do Eixo 4

Por fim, para o Eixo 4, foram obtidos os resultados indicados a seguir.

Tabela 4.2.7 – Eixo 4 - Verificação da Disponibilidade Hídrica

N.A. max. Normal	Descarga Regularizada (l/s) x Garantia (%)			
	100%	98%	95%	Vol. Útil (hm ³)
742,00	125,50	157,00	177,00	2,270
741,00	116,50	148,00	171,50	1,834
740,00	108,00	141,00	165,50	1,447
739,00	100,50	133,00	157,50	1,109
738,00	93,50	124,50	149,50	0,817
737,00	86,00	114,50	139,50	0,572
736,00	75,00	104,00	126,00	0,371
735,00	65,50	94,50	115,00	0,215
ΔQreg. 742 a 735	60,00	62,50	62,00	

Tal qual nos demais eixos, para cada nível de garantia (entre 95 e 100%), a Tabela 4.2.7 anterior mostra o valor de descarga regularizada que aumenta com a subida do N.A. máximo normal do reservatório e, consequentemente, com o aumento do volume útil necessário a ser armazenado. Por exemplo, entre o N.A. mínimo normal igual a 732,50 m e o N.A. máximo normal igual a 737,00 m há um volume útil disponível de 0,572 hm³, capaz de garantir a descarga regularizada de 86 l/s durante 100% do tempo. Com 2% de falhas (98% de garantia), o mesmo volume útil garantiria uma descarga regularizada de 114,50 l/s. O comportamento dessas variáveis da tabela anterior também pode ser visualizado nas figuras seguintes.

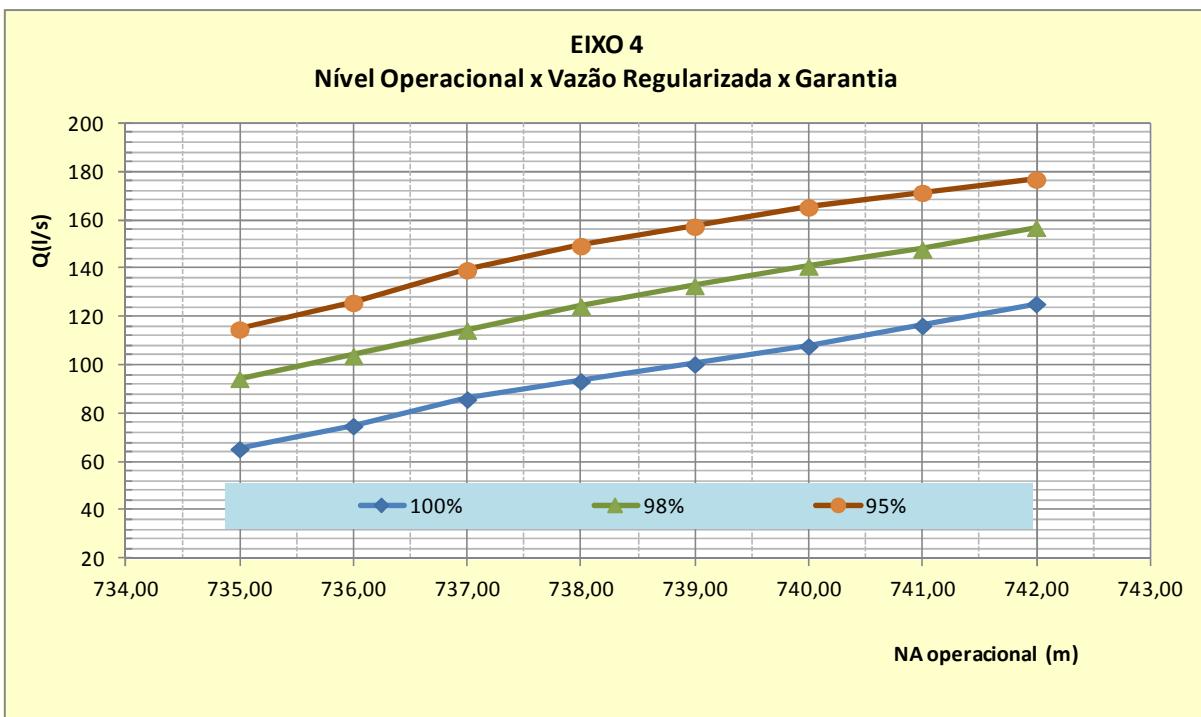


Figura 4.2.9 – Eixo 4 – Nível Operacional x Vazão Regularizada x Garantia (%)

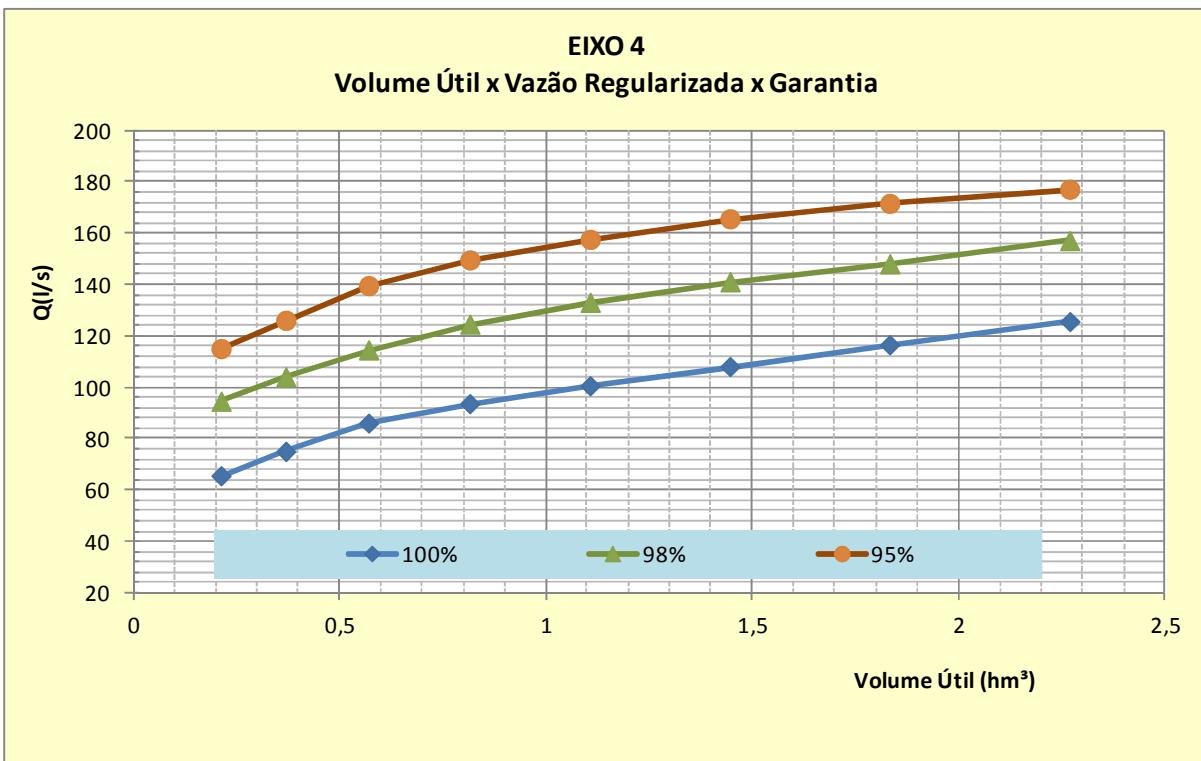


Figura 4.2.10 – Eixo 4 – Volume Útil x Vazão Regularizada x Garantia (%)

Tabela 4.2.8 – Eixo 4 – Variação da Disponibilidade Hídrica em função da variação do NA Operacional

NA	Garantias (%)					
	100%	Delta Qreg	98%	Delta Qreg	95%	Delta Qreg
742,00	125,50	9,00	157,00	9,00	177,00	5,50
741,00	116,50	8,50	148,00	7,00	171,50	6,00
740,00	108,00	7,50	141,00	8,00	165,50	8,00
739,00	100,50	7,00	133,00	8,50	157,50	8,00
738,00	93,50	7,50	124,50	10,00	149,50	10,00
737,00	86,00	11,00	114,50	10,50	139,50	13,50
736,00	75,00	9,50	104,00	9,50	126,00	11,00
735,00	65,50		94,50		115,00	

Tabela 4.2.9 – Eixo 4 – NA Operacional em função da variação da Disponibilidade Hídrica pela vazão média de longo termo

N.A. max. Normal	Descarga Regularizada (l/s) / Vazão média (l/s)		
	100%	98%	95%
742,00	0,56	0,69	0,78
741,00	0,52	0,65	0,76
740,00	0,48	0,62	0,73
739,00	0,44	0,59	0,70
738,00	0,41	0,55	0,66
737,00	0,38	0,51	0,62
736,00	0,33	0,46	0,56
735,00	0,29	0,42	0,51

Vazão média = 226 l/s

Da mesma forma, como comentado para os Eixos 1A e 3, os valores da Tabela 4.2.8 mostram que os grandes benefícios adicionais que se verificam no local do Eixo 4 são em virtude da disponibilidade de maiores volumes para a regularização de vazões:

- Com garantia de 100%, a descarga regularizada com o reservatório na cota operacional normal máxima igual a 737,00 m é de 86,00 l/s. Na cota 736,00 m, a descarga regularizada é de 75,00 l/s. Isto significa que, ao se aumentar 1,00 m na altura da barragem, há um ganho de vazão regularizada de 11,00 l/s. Da mesma forma, quando se adota a cota operacional na El. 738,00 m, verifica-se um ganho adicional de mais 7,50 l/s em relação à cota anterior na El. 737,00 m. Ou seja, entre as duas cotas (736 e 738), haveria um ganho total de 18,50 l/s;
- Para a garantia de 98%, haveria um ganho de 20 l/s para passar da cota 736,00 m para a cota 738,00 m.

Conforme mostra a Figura 4.2.9 e Tabela 4.2.8, talvez fosse possível adotar cotas mais elevadas do que a El. 737,00 m, sugerida como sendo o máximo nível d'água normal no reservatório do Eixo 4. A limitação da cota 737,00 m deve-se à presença de pequenos reservatórios instalados logo a montante no córrego Caracol e outras instalações vizinhas. Aqui também, em fase mais avançada do projeto, poderá ser explorada a possibilidade de adotar uma maior vazão regularizada. Tem-se a dizer que as descargas regularizadas, com o reservatório operando no NA máximo normal igual a 737,00 m são superiores àquelas do EIXO ALVORADA, estudado pela PROJECTUS (2001/2002).

Apresenta-se a seguir o histórico gráfico de níveis d'água simulados considerando as mesmas condições de garantias de 98% e 100%, para o período 1940-2005, com reservatório operando no N.A. máximo normal igual a 737,00 m.

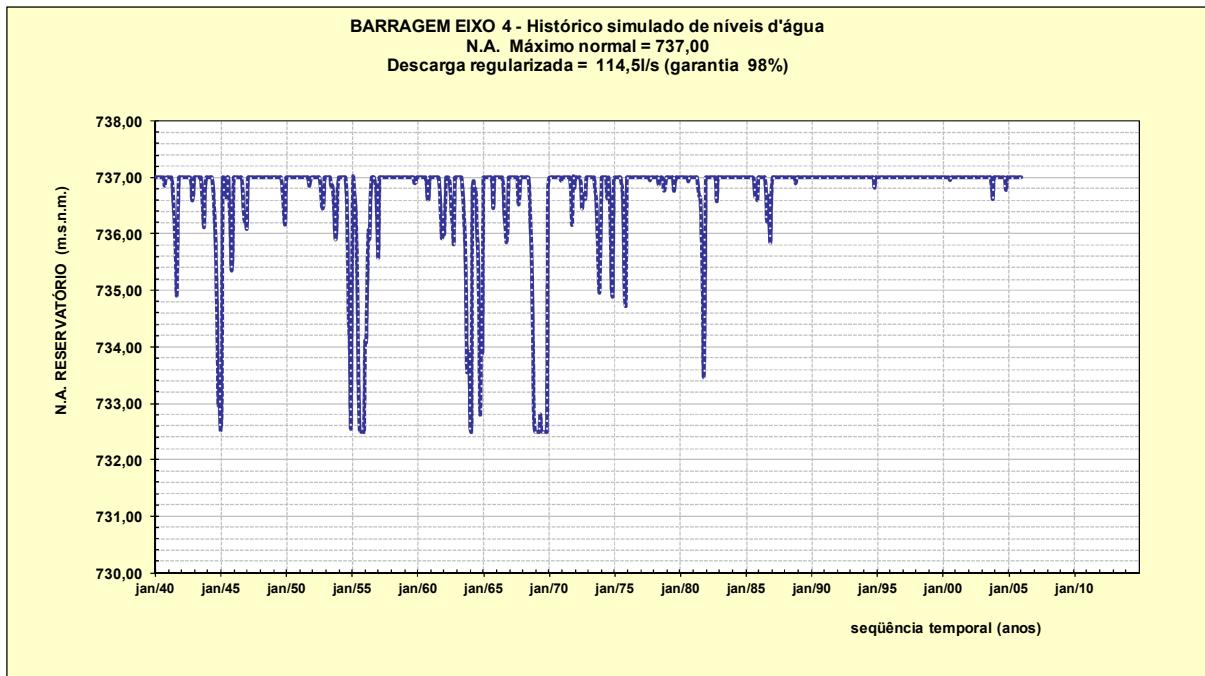


Figura 4.2.11 – Eixo 4 – Histórico Simulado de Níveis d'Água (Garantia 98%)

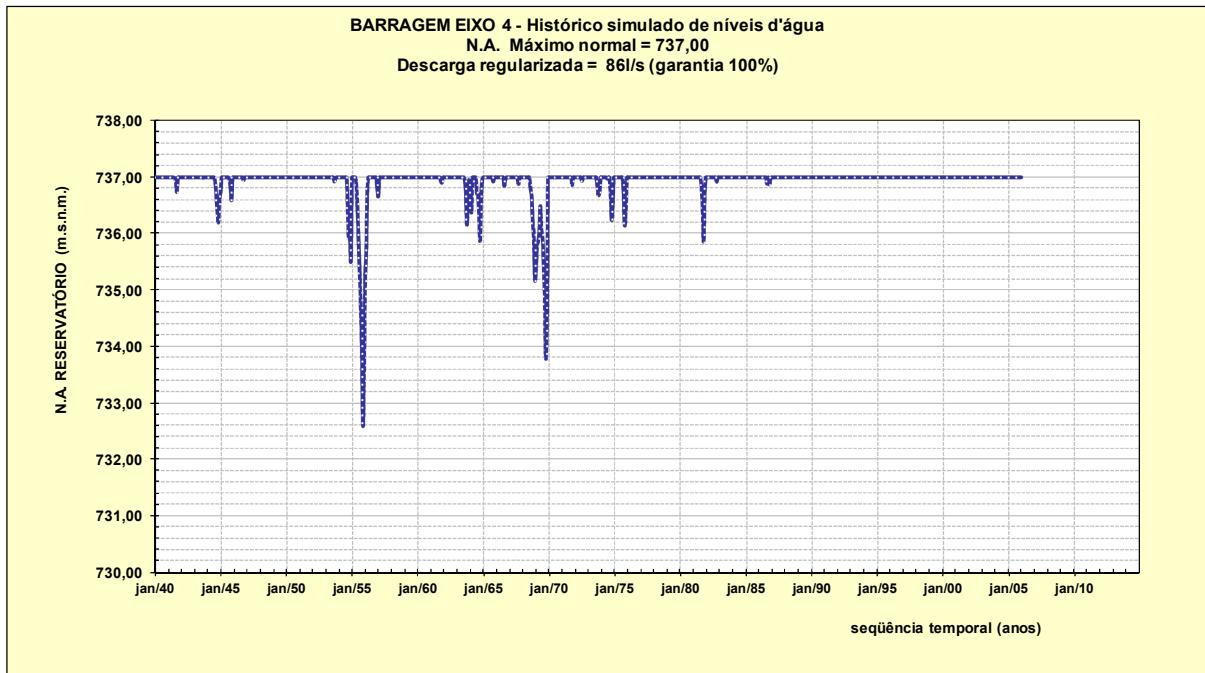


Figura 4.2.12 – Eixo 4 – Histórico Simulado de Níveis d’Água (Garantia 100%)

4.3 Resumo dos Resultados dos Estudos de Vazão Regularizada

As tabelas seguintes apresentam um resumo dos resultados obtidos nos estudos aqui apresentados, bem como os resultados dos estudos anteriores da Projectus nos mesmos locais, ou próximos, aos eixos agora identificados. Os valores indicados em vermelho referem-se aos valores determinados pela empresa PROJECTUS (2001/2002). No ribeirão Hermida havia sido estudada uma barragem bem mais a jusante do aqui chamado de Eixo 1A. Já no ribeirão Cachoeira havia sido estudada uma barragem denominada ALVORADA, também situada bem a jusante do atual local proposto para o chamado EIXO 4. Já o local do Eixo 3 corresponde ao mesmo local da barragem existente na Fazenda Ribeirão das Pedras.

Tabela 4.3.1 – Eixo 1A - Resumo da Disponibilidade Hídrica

N.A. max. Normal	Descarga Regularizada (l/s)			Q_{MLT} (l/s)	$Q_{7,10}$ (l/s)
	100%	98%	95%		
738,00	106,00	140,50	171,00	270,00	45,00
737,00	100,50	135,00	164,50	270,00	45,00
736,00	93,50	129,00	157,00	270,00	45,00
735,00	87,90	122,50	149,00	270,00	45,00
734,00	81,50	118,00	142,00	270,00	45,00
733,00	76,50	111,50	135,50	270,00	45,00

724,00	66,70		112,70	261,00	47,00	Projectus
--------	-------	--	--------	--------	-------	-----------

Tabela 4.3.2 – Eixo 3 - Resumo da Disponibilidade Hídrica

N.A. max. Normal	Descarga Regularizada (l/s)			Q_{MLT} (l/s)	$Q_{7,10}$ (l/s)
	100%	98%	95%		
727,00	58,00	77,50	91,50	131,00	22,00
726,00	54,50	73,50	87,20	131,00	22,00
725,00	51,50	67,50	82,50	131,00	22,00
724,50(*)	48,50	65,50	79,50	131,00	22,00
724,00	45,50	62,50	76,00	131,00	22,00

724,50	38,70		61,70		Projectus
--------	-------	--	-------	--	-----------

(*) a ser confirmada em campo

Tabela 4.3.3 – Eixo 4 - Resumo da Disponibilidade Hídrica

N.A. max. Normal	Descarga Regularizada (l/s)			Q_{MLT} (l/s)	$Q_{7,10}$ (l/s)
	100%	98%	95%		
742,00	125,50	157,00	177,00	226,00	38,00
741,00	116,50	148,00	171,50	226,00	38,00
740,00	108,00	141,00	165,50	226,00	38,00
739,00	100,50	133,00	157,50	226,00	38,00
738,00	93,50	124,50	149,50	226,00	38,00
737,00	86,00	114,50	139,50	226,00	38,00
736,00	75,00	104,00	126,00	226,00	38,00
735,00	65,50	94,50	115,00	226,00	38,00

709,00	81,45		149,52		Projectus - Alvorada
--------	-------	--	--------	--	----------------------

5. LAMINAÇÃO DAS CHEIAS NOS RESERVATÓRIOS

Os hidrogramas afluentes gerados a partir das chuvas de 6 horas, cujos picos estão mostrados nas tabelas do Capítulo 3.7.2, foram laminados nos reservatórios levando em conta as condições de seus volumes e respectivas cotas-descarga fixadas em cada local, conforme curvas cota-área-volumes apresentadas no Capítulo 4.1.3.

5.1 Curvas Cota-Descarga

A simulação da passagem dos hidrogramas de cheia para determinação da capacidade do sistema foi realizada, fixando-se as seguintes larguras vertentes nos três locais:

- EIXO 1A – HERMIDA

Largura vertente livre = 15 m

Coeficiente de descarga = 2,0

Tabela 5.1.1 - Capacidade Vertente EIXO 1A

H	NA	Q (m^3/s)
0,00	735,00	0
0,50	735,50	10,61
1,00	736,00	30,00
1,50	736,50	55,11
2,00	737,00	84,85
2,50	737,50	118,59

- EIXO 3 - RIO DAS PEDRAS

Largura vertente existe = 5 m (soleira espessa)

Coeficiente de descarga = 1,55

Tabela 5.1.2 - Capacidade Vertente EIXO 3

H	NA	Q
0,00	724,50	0,00
0,50	725,00	2,74
1,00	725,50	7,75
1,50	726,00	14,24
2,00	726,50	21,92
2,50	727,00	30,63

- EIXO 4 - CACHOEIRA

Largura vertente existe = 7 m (soleira espessa)

Coeficiente de descarga = 2,0

Tabela 5.1.3 - Capacidade Vertente EIXO 4

H	NA	Q
0,00	737,00	0,00
0,50	737,50	4,95
1,00	738,00	14,00
1,50	738,50	25,72
2,00	739,00	39,60
2,50	739,50	55,34

As lamações das cheias nos reservatórios são iniciadas a partir dos níveis d'água máximos normais:

- El. 735,00 no Eixo 1A;
- El. 724,50 no Eixo 3;
- El. 737,00 no Eixo 4.

Já para a simulação das condições de desvio (ainda sem reservatórios) para T=10 ou 25 anos, consideram o amortecimento a partir do fundo dos córregos.

5.2 Descargas de Projeto

Os quadros seguintes mostram os resultados finais das simulações feitas com o modelo CABC.

Tabela 5.2.1 – Níveis e Descargas Máximas no EIXO 1A - HERMIDA

EIXO 1A: 21,9 km ²						N.A. inicial:	726,00
T (anos)	P (mm)	R (mm)	C=R/P	V (m ³)	QA (m ³ /s)	QD (m ³ /s)	N.A. max.
10	92,40	15,04	0,16	329.283	26,14	21,22	729,72
25	107,10	22,11	0,21	484.206	39,85	26,99	730,52
						N.A. inicial:	735,00
500	153,20	49,33	0,32	1.080.366	94,44	86,50	737,02
1.000	163,70	56,35	0,34	1.233.966	109,08	100,76	737,24
10.000	198,40	81,08	0,41	1.775.738	160,95	148,74	737,95

Tabela 5.2.2 – Níveis e Descargas Máximas no EIXO 3 – RIO DAS PEDRAS

EIXO 3: 10,60 km ²						N.A. inicial:	724,50
T (anos)	P (mm)	R (mm)	C=R/P	V (m ³)	QA (m ³ /s)	QD (m ³ /s)	N.A. max.
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
500	153,20	49,33	0,32	522.917	48,68	20,58	726,41
1.000	163,70	56,35	0,34	597.262	56,30	24,16	726,63
10.000	198,40	81,08	0,41	859.490	83,75	36,55	727,34

Tabela 5.2.3 – Níveis e Descargas Máximas no EIXO 4 - CACHOEIRA

EIXO 4: 18,30 km ²						N.A. inicial:	730,00
T (anos)	P (mm)	R (mm)	C=R/P	V (m ³)	QA (m ³ /s)	QD (m ³ /s)	N.A. max.
10	92,40	15,04	0,16	275.155	21,84	12,96	732,57
25	107,10	22,11	0,21	404.611	33,30	19,92	733,54
						N.A. inicial:	737,00
500	153,20	49,33	0,32	902.772	78,92	35,85	738,86
1.000	163,70	56,35	0,34	1.031.123	91,15	42,27	739,08
10.000	198,40	81,08	0,41	1.483.836	134,49	65,66	739,83

6. CONCEPÇÃO GERAL DOS BARRAMENTOS

Os resultados dos estudos e análises mostrados nos itens anteriores fornecem um panorama geral da disponibilidade hídrica na bacia do ribeirão Caxambu, nos locais onde poderiam ser implantados barramentos, aqui denominados de Eixos 1A, 3 e 4. A decisão para implantação das barragens dependerá de análise futura das demandas de água pretendidas e de análise técnica, econômica e ambiental, no sentido de fixar a cota máxima do N.A. máximo normal viável de ser implantada nos três locais escolhidos.

Preliminarmente, com as cotas máximas normais aqui fixadas, as barragens teriam as seguintes características gerais mostradas a seguir.

6.1 Características Gerais dos Reservatórios

Barragem no EIXO 1A – Cota operacional máxima normal = 735,00 m (Ver Anexo 8.1)

N.A. mínimo normal	=	728,00 m
N.A. máximo normal	=	735,00 m
N.A. máximo maximorum	=	737,02 m (T=500 anos)
N.A. máximo excepcional	=	737,95 m (T=10.000 anos)
Descarga excepcional	=	148,74 m ³ /s
Descarga de projeto	=	86,50 m ³ /s (T=500 anos)
Cota de coroamento	=	738,00 m
Largura do vertedouro livre	=	15,0 m
Área do espelho d' água normal	=	14,2 ha
Volume útil	=	441.018 m ³
Vazão média mensal (MLT)	=	270,0 l/s
Vazão mensal (permanência=95%)	=	91,7 l/s
Vazão mínima mensal observada	=	50,4 l/s
Vazão regularizada (100%)	=	87,9 l/s
Vazão regularizada (98%)	=	122,5 l/s
Q _{7,10} remanescente real	=	45,0 l/s
Descarga mínima = 0,3*Q _{7,10}	=	13,5 l/s
Altura máxima da barragem	=	13 m

Barragem no EIXO 3 – Cota operacional máxima normal = 724,50 m (Ver Anexo 8.2)

N.A. mínimo normal	=	720,00 m
N.A. máximo normal	=	724,50 m
N.A. máximo maximorum	=	726,41 m (T=500 anos)
N.A. máximo excepcional	=	727,34 m (T=10.000 anos)

Descarga excepcional	=	36,55 m ³ /s
Descarga de projeto	=	20,58 m ³ /s (T=500 anos)
Cota de coroamento	=	726,40 ~ 726,50 m
Largura do vertedouro livre	=	5,0 m
Área do espelho d' água normal	=	12,7 ha
Volume útil	=	321.385 m ³
Vazão média mensal (MLT)	=	131,0 l/s
Vazão mensal (permanência=95%)	=	44,4 l/s
Vazão mínima mensal observada	=	24,4 l/s
Vazão regularizada (100%)	=	48,5 l/s
Vazão regularizada (98%)	=	65,5 l/s
Q _{7,10} remanescente real	=	22,0 l/s
Descarga mínima = 0,3*Q _{7,10}	=	6,6 l/s
Altura máxima da barragem	=	10 m

Barragem no EIXO 4 – Cota operacional máxima normal = 737,00 m (Ver Anexo 8.3)

N.A. mínimo normal	=	732,50 m
N.A. máximo normal	=	737,00 m
N.A. máximo maximorum	=	738,86 m (T=500 anos)
N.A. máximo excepcional	=	739,83 m (T=10.000 anos)
Descarga excepcional	=	65,66 m ³ /s
Descarga de projeto	=	35,85 m ³ /s (T=500 anos)
Cota de coroamento	=	740,00 m
Largura do vertedouro livre	=	7,0 m
Área do espelho d' água normal	=	22,5 ha
Volume útil	=	571.904 m ³

Vazão média mensal (MLT)	=	226,0 l/s
Vazão mensal (permanência=95%)	=	76,7 l/s
Vazão mínima mensal observada	=	42,1 l/s
Vazão regularizada (100%)	=	86,0 l/s
Vazão regularizada (98%)	=	114,5 l/s
$Q_{7,10}$ remanescente real	=	38,0 l/s
Descarga mínima = $0,3 \cdot Q_{7,10}$	=	11,4 l/s
Altura máxima da barragem	=	10 m

Os Anexos 8.1 a 8.3, apresentam a planta de locação dos eixos dos barramentos, bem como sua área de alagamento e o impacto sobre a mata e ocupações.

6.2 Concepção do Arranjo Geral das Obras

6.2.1 EIXO 3 – BARRAGEM RIO DAS PEDRAS (*Existente*)

Segundo um levantamento planialtimétrico existente, bastante precário, o arranjo geral do barramento existente há mais de 40 anos, compreende basicamente:

- Uma barragem de terra com cerca de 10 m de altura e 7 m de largura na crista;
- Um vertedouro lateral de concreto com 5 m de largura e um sistema de dissipação em escadas, localizado na margem esquerda da barragem;
- Uma passarela para dar acesso a uma válvula de controle de descargas a jusante.

Aparentemente, as águas do reservatório não têm uso específico bem determinado. Como a pequena bacia hidrográfica não seca durante as estiagens, o vertedouro de soleira livre deve funcionar durante o ano. Não se sabe se a válvula de descarga tem funcionado, uma vez que as descargas ocorrem sempre pelo vertedouro.

Futuras obras nas instalações existentes deverão compreender discussões envolvendo as seguintes definições:

- Possibilidade de aumentar 0,50 a 1,0 m o nível operacional máximo normal, hoje estimado entre as cotas 724,00 e 724,50 m;

- Necessidade de adaptações no sistema vertente e na crista da barragem;
- Definição da tomada d'água e tubulação de recalque a montante ou jusante do reservatório.

Como a flutuação do lago é relativamente pequena (da ordem de 4 m), talvez seja possível instalar uma captação flutuante no reservatório.

6.2.2 EIXO 1A – BARRAGEM HERMIDA MONTANTE

O eixo está localizado num trecho estreito, entre duas encostas bem definidas. Na cota de coroamento igual a 738,00 m a barragem terá um comprimento de crista da ordem de apenas 200 m. A barragem terá uma altura estimada entre 13 a 16 m, dependendo das condições geológicas das fundações.

Está previsto um arranjo geral clássico com uma barragem de aterro compactado e um vertedouro lateral de concreto medindo 15 m de largura. No canal de aproximação de montante deverá ser construída uma soleira do tipo Creager com crista na El. 735,00 m, seguida de um canal rápido (em degraus ou não) com mesma largura e uma pequena bacia de dissipação convencional a jusante com 8 m de extensão. O vertedouro foi pré-dimensionado para a vazão igual a 86,5 m³/s correspondente ao período de retorno de 500 anos. A altura dos muros laterais do canal rápido será de 3,0 m.

Deverá haver uma torre para a tomada d'água das descargas regularizadas, medindo 2,0 m x 2,0 m em planta. A água coletada na tomada d'água deverá ser captada através de uma tubulação de 600 mm que terá uma extensão aproximada da ordem de 120 m. Esta tubulação será assentada dentro da galeria de desvio projetada com dimensões transversais construtivas também de 2,0 m x 2,0 m.

As obras basicamente deverão ser feitas em três etapas:

a) Na primeira etapa das obras, numa das margens deverá ser construída a seco a galeria e tomada de desvio do rio para permitir o fechamento do rio, através de uma comporta metálica plana medindo 2,0 m x 2,0 m. Sobre o emboque da tomada de desvio é que será erguida a torre da tomada d'água até a cota de coroamento na El. 738,00 m. A tomada e galeria de desvio terão seu emboque instalado na cota 730,00 m. Nessa etapa, também poderão ser iniciadas as obras de escavação e

implantação do vertedouro numa das margens e, também parte do maciço de terra, fora do leito do rio.

b) Na segunda etapa das obras, prevê-se o desvio do rio para o interior da galeria, mediante o lançamento de duas ensecadeiras, uma a montante e outra a jusante. Esta operação permitirá completar a barragem de terra situada no leito mais baixo do rio. Nesta fase, prevê-se que o aterro faltante da barragem poderá ser completado num único período hidrológico seco. As ensecadeiras são previstas com baixa altura, da ordem de 1,0 m. Se necessário for, poderão ser alteadas para uma altura de até 3,0 m, com a galeria podendo suportar descargas da ordem de até 27,0 m³/s correspondente ao período de retorno de 25 anos.

Após completar a barragem de terra e com as obras prontas do vertedouro, torre e tomada d'água de adução, o rio poderá ser fechado com o auxílio da comporta 2,0 m x 2,0 m. Após o fechamento do rio poderá ser instalada a tubulação de 600 mm dentro da galeria, a partir da torre de montante. Na parte de jusante da tubulação deverá haver um controle das descargas através de duas válvulas: uma para o recalque principal da demanda regularizada e outra para controle da descarga ambiental. Essa tubulação poderá ser implantada, em qualquer tempo após o enchimento do lago, providenciando-se um plugamento na região da tomada d'água para futuramente ser removido quando da instalação definitiva da tubulação adutora.

A torre da tomada da d'água no reservatório deverá ter uma abertura medindo 0,70 m x 0,70 m que permita a captação de água no N.A. mínimo do reservatório na El. 728,00 m. Esta abertura deverá ter um sistema de grades e stop-logs para permitir o fechamento total da tomada de montante para permitir a inspeção da galeria e tubulação adutora. Os sistemas hidráulicos da torre, tomada d'água e a tubulação de 600 mm tem condições de captar, em condições de N.A. mínimo, o valor de 600 l/s, equivalente a mais de duas vezes o valor da vazão média de longo período.

Os desenhos referentes a este reservatório são os de número 5076.CX.A1.003, 004 e 005.

A seguir na Tabela 6.2.1 são apresentados os principais quantitativos.

Tabela 6.2.1 – Barragem Hermida – Principais Quantitativos

PRINCIPAIS QUANTITATIVOS	
ESCAVAÇÃO EM SOLO	m ³
BARRAGEM	41.510,00
GALERIA	3.936,00
CANAL APROXIMAÇÃO	25.408,00
CANAL RESTITUIAÇÃO	5.667,00
VERTEDOURO	49.387,00
ESTRUTURA DE CONCRETO	m ³
GALERIA+TORRE COMPORTA	547,00
PONTE ACESSO	22,00
VERTEDOURO	2.388,00
REATERRO VERTEDOURO	m ³
Solo s1	8.921,00
AREIA	120,00
TRANSIÇÃO	120,00
ATERRO BARRAGEM+ACESSO	m ³
Solo s1	59.501,00
Transição	1.674,00
RIP RAP	3.355,00
BICA CORRIDA (PISTA)	415,00
Filtro Vertical (AREIA)	949,00
Pedrisco	1.236,00
Filtro horizontal (AREIA)	1.651,00
ENSECADEIRA MONTANTE	m ³
Transição lançada	199,00
enrocamento lançado	771,00
Solo lançado	498,00
ENSECADEIRA JUSANTE	m ³
Transição lançada	186,00
enrocamento lançado	810,00
Solo lançado	472,00
FUNDAÇÃO	ÁREA m ²
BARRAGEM	10200,00
VERTEDOURO	2150,00
GALERIA	600,00

6.2.3 EIXO 4 – BARRAGEM CACHOEIRA

Basicamente, no local do Eixo 4, no ribeirão Cachoeira, será implantado um arranjo similar ao do Eixo 1, no ribeirão Hermida. Na cota de coroamento igual a 740,00 m a barragem terá um comprimento de crista também da ordem de 200 m. Como as áreas de drenagem são similares, as vazões médias características são também muito semelhantes. Há uma grande diferença no local do Eixo 4: como as condições de volumes para armazenamento de água são mais favoráveis, neste local a altura da barragem e dimensão do vertedouro serão menores.

A barragem terá uma altura estimada entre 10 a 13 m, dependendo das condições geológicas das fundações. Está previsto um arranjo geral clássico com uma barragem de aterro compactado e um vertedouro lateral de concreto medindo 7,0 m de largura. No canal de aproximação de montante deverá ser construída uma soleira do tipo Creager com crista na El. 737,00 m, seguida de um canal rápido (em degraus ou não) com mesma largura e uma pequena bacia de dissipação convencional a

jusante com 8 m de extensão. O vertedouro foi pré-dimensionado para a vazão igual a 35,85 m³/s correspondente ao período de retorno de 500 anos. A altura dos muros laterais do canal rápido será de 3,0 m.

Deverá haver uma torre para a tomada d'água das descargas regularizadas, medindo 2,0 m x 2,0 m em planta. A água coletada na tomada d'água deverá ser captada através de uma tubulação de 600 mm que terá uma extensão aproximada da ordem de 100 m. Esta tubulação será assentada dentro da galeria de desvio projetada com dimensões transversais construtivas também de 2,0 m x 2,0 m.

As obras basicamente também deverão ser feitas em três etapas:

- a) Na primeira etapa das obras, numa das margens deverá ser construída a seco a galeria e tomada de desvio do rio para permitir o fechamento do rio, através de uma comporta metálica plana medindo 2,0 m x 2,0 m. Sobre o emboque da tomada de desvio é que será erguida a torre da tomada d'água até a cota de coroamento na El. 740,00 m. A tomada e galeria de desvio terão seu emboque instalado na cota 728,00 m. Nessa etapa, também poderão ser iniciadas as obras de escavação e implantação do vertedouro numa das margens e, também parte do maciço de terra, fora do leito do rio.
- b) Na segunda etapa das obras, prevê-se o desvio do rio para o interior da galeria, mediante o lançamento de duas ensecadeiras, uma a montante e outra a jusante. Esta operação permitirá completar a barragem de terra situada no leito mais baixo do rio. Nesta fase, prevê-se que o aterro faltante da barragem poderá ser completado num único período hidrológico seco. As ensecadeiras são previstas com baixa altura, da ordem de 1,0 m. Se necessário for, poderão ser alteadas para uma altura de até 3,0 m, com a galeria podendo suportar descargas da ordem de até 27,0 m³/s correspondente ao período de retorno de 25 anos.

Após completar a barragem de terra e com as obras prontas do vertedouro, torre e tomada d'água de adução, o rio poderá ser fechado com o auxílio da comporta com dimensões 2,0 m x 2,0 m. Após o fechamento do rio poderá ser instalada a tubulação de 600 mm dentro da galeria, a partir da torre de montante. Na parte de jusante da tubulação deverá haver um controle das descargas através de duas válvulas: uma para o recalque principal da demanda regularizada e outra para controle da descarga ambiental. Essa tubulação poderá ser implantada, em qualquer

tempo após o enchimento do lago, providenciando-se um *plugamento* na região da tomada d'água para futuramente ser removido quando da instalação definitiva da tubulação adutora.

A torre da tomada da d'água no reservatório deverá ter uma abertura medindo 0,70 m x 0,70 m que permita a captação de água no N.A. mínimo do reservatório na El. 732,50 m. Esta abertura deverá ter um sistema de grades e stop-logs para permitir o fechamento total da tomada de montante para permitir a inspeção da galeria e tubulação adutora. O sistema hidráulico da torre, tomada d'água e a tubulação de 600 mm tem condições de captar, em condições de N.A. mínimo, o valor de 600 l/s, equivalente a mais de duas vezes o valor da vazão média de longo período.

Os desenhos referentes a este reservatório são os de número 5076.CX.A1.006, 007 e 008.

A Tabela 6.2.2 apresenta os principais quantitativos da Barragem Cachoeira.

Tabela 6.2.2 – Barragem Cachoeira – Principais Quantitativos

PRINCIPAIS QUANTITATIVOS	
ESCAVAÇÃO EM SOLO	m ³
BARRAGEM	38.352,33
GALERIA	2.495,00
CANAL APROXIMAÇÃO	29.347,00
CANAL RESTITUIAÇÃO	7.513,00
VERTEDOURO	17.775,00
ESTRUTURA DE CONCRETO	m ³
GALERIA+TORRE COMPORTA	511,00
PONTE ACESSO	18,00
VERTEDOURO	1.664,00
REATERRO VERTEDOURO	m ³
Solo s1	5.208,00
AREIA	90,00
TRANSIÇÃO	90,00
ATERRO BARRAGEM+ACESSO	m ³
Solo s1	55.072,00
Transição	1.835,00
RIP RAP	3.678,00
BICA CORRIDA (PISTA)	509,00
Filtro Vertical (AREIA)	977,00
Pedrisco	1.273,00
Filtro horizontal (AREIA)	1.677,00
ENSECADEIRA MONTANTE	m ³
Transição lançada	110,00
enrocamento lançado	399,00
Solo lançado	320,00
ENSECADEIRA JUSANTE	m ³
Transição lançada	61,00
enrocamento lançado	269,00
Solo lançado	172,00
FUNDAÇÃO	ÁREA m ²
BARRAGEM	8565,00
VERTEDOURO	1240,00
GALERIA	530,00

7. CONCLUSÕES GERAIS

As tabelas seguintes mostram um resumo do panorama de disponibilidade hídrica nos locais dos três eixos aqui analisados, para os níveis máximos d'água normais fixados.

Tabela 7.1 – Condições para a garantia de 100%

RIBEIRÃO	BARRAGEM	NAmínimo	NAmáx.normal	QM [l/s]	QR [100%]	QR/QM	Q _{7,10} [l/s]	ganho [l/s]	[1]	[2]	[1] - [2]
HERMIDA	EIXO 1A	728,00	735,00	270,0	87,9	0,33	45,0	42,9			
DAS PEDRAS	EIXO 3	720,00	724,50	131,0	48,5	0,37	22,0	26,5			
CACHOEIRA	EIXO 4	732,50	737,00	226,0	86,0	0,38	38,0	48,0			

Tabela 7.2 – Condições para a garantia de 98%

RIBEIRÃO	BARRAGEM	NAmínimo	NAmáx.normal	QM [l/s]	QR [100%]	QR/QM	Q _{7,10} [l/s]	ganho [l/s]	[1]	[2]	[1] - [2]
HERMIDA	EIXO 1A	728,00	735,00	270,0	122,5	0,45	71,0	51,5			
DAS PEDRAS	EIXO 3	720,00	724,50	131,0	65,0	0,50	34,0	31,0			
CACHOEIRA	EIXO 4	732,50	737,00	226,0	114,5	0,51	60,0	54,5			

Tabela 7.3 – Condições para a garantia de 95%

RIBEIRÃO	BARRAGEM	NAmínimo	NAmáx.normal	QM [l/s]	QR [100%]	QR/QM	Q _{7,10} [l/s]	ganho [l/s]	[1]	[2]	[1] - [2]
HERMIDA	EIXO 1A	728,00	735,00	270,0	149,0	0,55	92,0	57,0			
DAS PEDRAS	EIXO 3	720,00	724,50	131,0	79,0	0,60	44,0	35,0			
CACHOEIRA	EIXO 4	732,50	737,00	226,0	139,5	0,62	77,0	62,5			

a) Na Tabela 7.1, a última coluna indica a diferença entre a descarga garantida QR com 100% de garantia e a descarga mínima do rio Q_{7,10}. Este é o ganho garantido adicional (benefício da regularização) promovido pela implantação de cada reservatório. Nas Tabelas 7.2 e 7.3, a mesma coluna indica os mesmos ganhos para outros níveis de garantia (Q98% e Q95% representam a vazão com permanência mensal de 98% e 95%, respectivamente).

b) Os valores da relação QR/QM nas tabelas acima, indicam a porcentagem de regularização possível em cada local de reservatório, de acordo com os volumes disponíveis para armazenamento. Para 98% de garantia de atendimento, que é o valor normalmente adotado para projetos de barragens de regularização, o valor dessa relação gira próximo de 0,50 nos três locais. Na verdade, normalmente, estudos técnico-econômicos poderiam justificar relações maiores da ordem de até 0,70. Durante fases mais avançadas de projeto, talvez se possa ainda especular a

respeito da possibilidade de adotar um maior grau de descarga regularizada nos locais estudados.

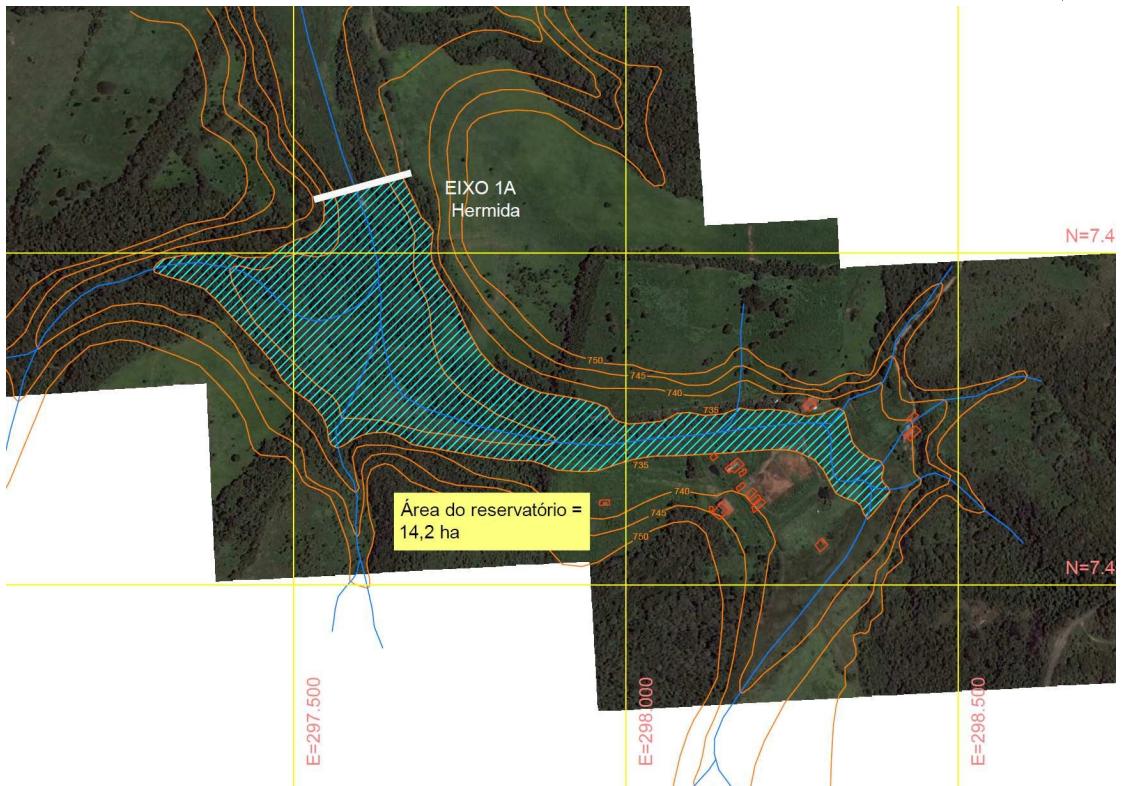
- c) No local da barragem existente no EIXO 3 – Rio das Pedras, dado o porte das instalações locais ali existentes, acredita-se que um alteamento dessa barragem, no máximo, poderia se situar na faixa entre 0,50 m e 1,00 m.
- d) Analogamente, uma barragem mais elevada no local do EIXO 4 – Cachoeira, acima da El. 737,00 m, já poderia causar grandes transtornos nas instalações situadas ao longo do ribeirão Caracol a montante.
- e) O único local que apresenta reais condições de explorar a construção de barragem em cota mais elevada seria no local do EIXO 1A – Hermida, uma vez que o maior obstáculo existente parece ser o da Fazenda Hermida.
- f) Finalmente, tem-se a dizer que os aspectos anteriormente mencionados somente poderão ser melhor avaliados através de estudos mais detalhados de viabilidade técnico, econômico e ambiental a ser executado para cada local de eixo estudado, com maior aprofundamento do conhecimento das condições topográficas e geológicas locais.

8. ANEXOS

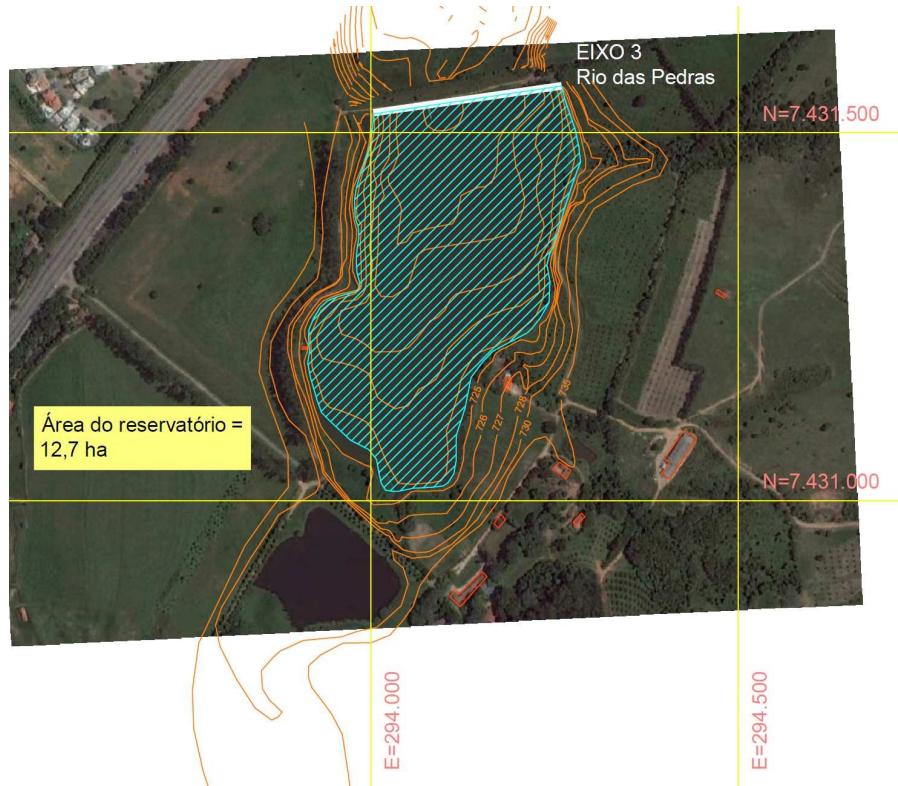
ANEXO 8.1 – Eixo 1A – Área do Reservatório e impactos na cota 735,00 m

ANEXO 8.2 – Eixo 3 – Área do Reservatório e impactos na cota 724,50 m

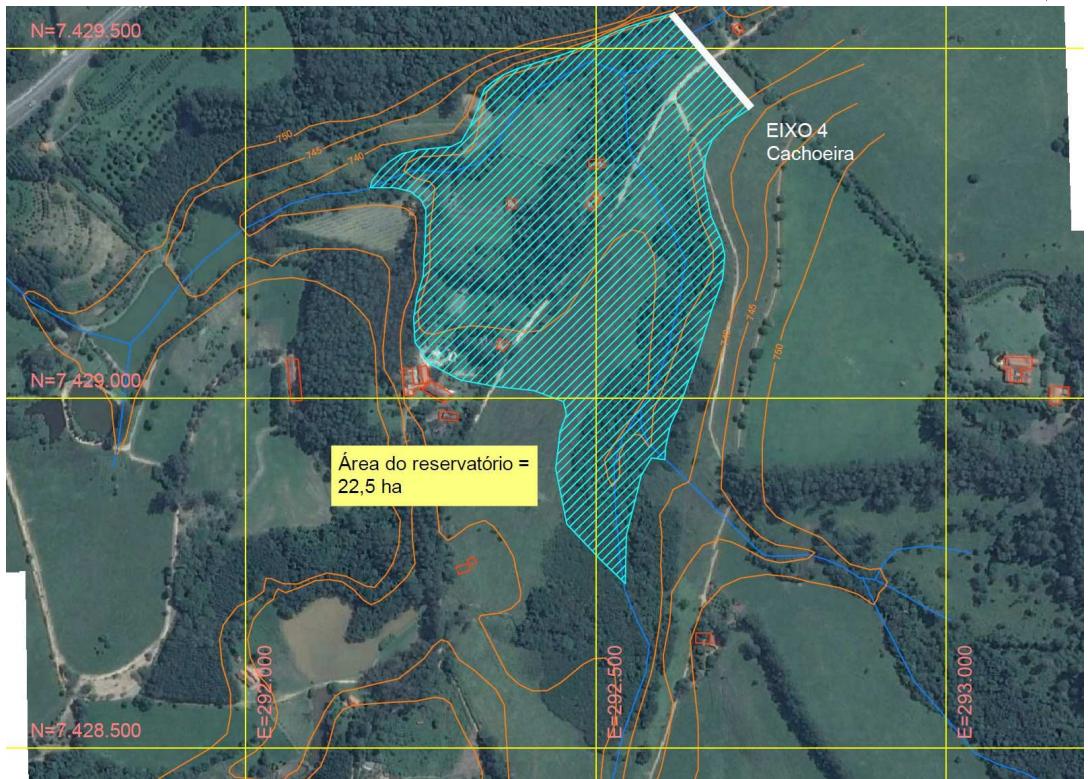
ANEXO 8.3 – Eixo 4 – Área do Reservatório e impactos na cota 737,00 m



ANEXO 8.1 – Eixo 1A – Área do Reservatório e impactos na cota 735,00 m



ANEXO 8.2 – Eixo 3 – Área do Reservatório e impactos na cota 724,50 m



ANEXO 8.3 – Eixo 4 – Área do Reservatório e impactos na cota 737,00 m