

GOVERNO DO ESTADO



CEARÁ

AVANÇANDO NAS MUDANÇAS

GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS
COMPANHIA DE DOS RECURSOS HÍDRICOS -COGERH
PROJETO DE DESENVOLVIMENTO URBANO E GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS
PROURB CE

PROJETO EXECUTIVO E PLANO DE APROVEITAMENTO
DA BARRAGEM FAÉ E PROJETO EXECUTIVO
DA ADUTORA DE QUIXELÔ

PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM FAÉ

TOMO II - RELATÓRIO DOS ESTUDOS BÁSICOS

VOLUME 3 - ESTUDOS HIDRÓLOGICOS

VBA

CONSULTORES

FORTALEZA
AGOSTO DE 1999

GOVERNO DO ESTADO



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS

COMPANHIA DE GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS - COGERH

PROJETO DE DESENVOLVIMENTO URBANO E GESTÃO DOS
RECURSOS HÍDRICOS PROURB/CE

PROJETO EXECUTIVO E PLANO DE APROVEITAMENTO DA BARRAGEM FAÉ E PROJETO EXECUTIVO DA ADUTORA DE QUIXELÔ

PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM FAÉ

TOMO II

RELATÓRIO DOS ESTUDOS BÁSICOS

VOLUME 3

ESTUDOS HIDROLÓGICOS



Lote: 02572 - Prep (X) Scan () Index ()
Projeto Nº 0243/02/03/B FORTALEZA
Volume /
Qtd. A1 Qtd. A3 AGOSTO/99
Qtd. A2 Qtd. A1
Qtd. A0 Outros

0243/02/03/B

99/0470
BIBLIOTECA
ex 1

APRESENTAÇÃO

APRESENTAÇÃO

Este conjunto de documentos se constitui no Relatório Final do Projeto Executivo e Plano de Aproveitamento da Barragem Faé e da Adutora de Quixelô, desenvolvido no âmbito do contrato nº 34/97/PROURB/CE, firmado entre a VBA CONSULTORES, e SRH – SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS

O Projeto do Açude Faé se insere no contexto do PROURB/CE - PROJETO DE DESENVOLVIMENTO URBANO, que se encontra em fase de implementação pelo Governo do Estado do Ceará, em parceria com o Banco Mundial

O PROURB é constituído por dois segmentos básicos

- o de ações no setor de urbanismo, com a implantação de projetos Habitar, em municípios selecionados, para população de baixa renda,
- o de ações no setor hídrico, com a implantação de açudes e adutoras associadas para abastecimento d'água de populações urbanas, dentro de uma adequada Política de Recursos Hídricos para o Ceará

O Açude Faé, com 23,37 hm³, é um dos açudes escolhidos dentro do elenco de quarenta unidades previstas no PROURB, devendo ter como função primordial o abastecimento da cidade de Quixelô e a perenização do Riacho Faé

O Projeto do Açude Faé compreende, de fato, os seguintes estudos

- Projeto Executivo da Barragem,
- Projeto Executivo da Adutora de Quixelô,
- Plano de Aproveitamento do Açude, com identificação dos usos programados para o reservatório, em especial a irrigação de áreas propícias e a piscicultura, incluindo a avaliação econômica dos empreendimentos

No global, este Relatório Final está composto dos seguintes documentos

Tomo I: Relatório dos Estudos Preliminares

Tomo II Relatório dos Estudos Básicos

- Volume 1 Estudos Topográficos
- Volume 2 Estudos Geológico-geotécnicos
- Volume 3 Estudos Hidrológicos

Tomo III Relatório de Concepção Geral

Tomo IV Relatório Geral do Projeto Executivo da Barragem

- Volume 1 - Descrição Geral do Projeto
- Volume 2 - Memorial de Cálculo
- Volume 3 - Quantitativos e Especificações Técnicas
- Volume 4 - Orçamento
- Volume 5 - Plantas
- Volume 6 - Relatório de Síntese

Tomo V Relatório do Plano de Aproveitamento do Reservatório

Tomo VI Relatório da Análise Econômica

Tomo VII Relatório do Projeto Executivo da Adutora

- Volume 1 - Descrição Geral do Projeto
- Volume 2 - Memorial de Cálculo
- Volume 3 - Quantitativos e Especificações Técnicas
- Volume 4 - Orçamento
- Volume 5 - Plantas

O presente documento constitui-se do Tomo II – Relatório dos Estudos Básicos – Volume 3, apresentando uma síntese descritiva dos Estudos Hidrológicos realizados na área em estudo

ÍNDICE

ÍNDICE

APRESENTAÇÃO	Página
1 – INTRODUÇÃO	6
1 1 – LOCALIZAÇÃO E ACESSO	6
1 2 – ESCOPO DOS SERVIÇOS	6
1 3 – ESTUDOS E DADOS EXISTENTES	8
2 – CARACTERIZAÇÃO CLIMÁTICA DA BACIA	12
2 1 – PLUVIOMETRIA	12
2 2 – OUTROS PARÂMETROS CLIMÁTICOS	14
2 3 – BALANÇO HÍDRICO	15
3 – ESTUDO DOS DEFLÚVIOS	16
3 1 – CONCEITUAÇÃO	17
3 2 – GERAÇÃO DE SÉRIE ESTOCÁSTICA DE VAZÕES	21
4 – ESCOLHA DA DIMENSÃO ÓTIMA DO RESERVATÓRIO E DETERMINAÇÃO DA VAZÃO REGULARIZADA	24
4 1 – CONCEITUAÇÃO	25
4 2 – RESULTADOS DA SIMULAÇÃO	27
5 – DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO	30
5 1 – ESCOPO DOS ESTUDOS	31
5 2 – MODELAGEM DAS CHEIAS DE PROJETO	31
5 2 1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS	31
5 2 2 – ANÁLISE FREQUÊNICAL DE CHUVAS	32
5 2 3 – OBTENÇÃO DAS PRECIPITAÇÕES MÁXIMAS PARA DURAÇÕES INFERIORES AO DIA	33
5 2 4 – TRANSFORMAÇÃO CHUVA-DEFLUVIO DO HIETOGRAMA DE PROJETO E SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS SANGRADOUROS DOS RESERVATÓRIOS	35
6 – CONCLUSÕES	41

1 – INTRODUÇÃO

1 – INTRODUÇÃO

1.1 – LOCALIZAÇÃO E ACESSO

A barragem de Faé, objeto deste estudo, tem sua construção prevista para barrar o Riacho Faé em local situado ao norte da sede do Município de Quixelô-Ce, em um trecho do rio homônimo situado a montante do povoado, denominado Carnaubinha, e a jusante de uma barragem existente denominada Angicos. A figura 1.1 apresenta um mapa da bacia hidrográfica contribuinte ao Açude Faé identificando a bacia hidráulica do reservatório além da localização da Barragem Angicos, a montante da Barragem Faé e o povoado de Santo Antônio, ribeirinho ao açude projetado.

A ligação entre o aglomerado urbano de Carnaubinha e a área da barragem é feita através do trecho inicial, de 16,5 km, da estrada vicinal que liga esta cidade ao Município de Acopiara. Esta estrada, com 47 km de extensão total, tem começo no setor norte da sede do Município de Quixelô e termina na rodovia CE-021, em um cruzamento situado a 9,0 km ao sul da cidade de Acopiara.

O acesso a Quixelô, partindo-se de Fortaleza, pode ser feito, sobre rodovias pavimentadas, seguindo-se duas diferentes trajetórias: a primeira envolve um percurso total de 470 km, passando pelos municípios de Pacajus, Russas, Jaguaribe, Icó e Iguatu, e pelas rodovias BR-116 (402 km, até a cidade de Icó), CE-184 e CE-021; a segunda trajetória, de menor extensão total (384 km), inicia-se na BR-116 (76 km) e abrange trechos das rodovias BR-122, CE-013 e CE-021, passando pelas cidades de Pacajus, Quixadá, Quixeramobim, Mombaça e Acopiara (esta última situada a 336 km da capital do Estado).

1.2 – ESCOPO DOS SERVIÇOS

O desenvolvimento dos trabalhos relativos aos estudos hidrológicos para a barragem de Faé ocorreu nas seguintes etapas:

- pesquisa de dados e estudos disponíveis,
- caracterização climática da bacia,
- estudo dos deflúvios,
- escolha da dimensão ótima do reservatório e determinação da vazão regularizada,
- dimensionamento do sangradouro,
- conclusões e recomendações

1.3 – ESTUDOS E DADOS EXISTENTES

Foram avaliados detalhadamente dois trabalhos recentes relacionados à área onde se instalará a Barragem de Faé:

- Plano Estadual de Recursos Hídricos,
- Estudo de Hierarquização do PROURB

No primeiro estudo, ainda que não tenha sido contemplado o barramento de Faé, foram consistidas as séries de postos pluviométricos da região e obtido o conjunto de parâmetros do modelo chuva-vazão MODHAC para o posto fluviométrico Suassurana, localizado na vizinha bacia do Riacho Trussu com características hidrológicas semelhantes à bacia do Riacho Faé (ver Tabela 1.1). O PERH também apresenta as informações da estação meteorológica de Iguatu, aproveitadas neste estudo para a caracterização climática da área em estudo.

Tabela 1.1: Principais Características do Posto Fluviométrico de Suassurana

Rio barrado	Trussu
Área de drenagem (km ²)	2068
Latitude	6°19'
Longitude	39°23'
Coef. de escoamento período 1922-1928 (%)	8,48
Coef. de escoamento período 1970-1975 (%)	6,76
Vazão máxima medida (m ³ /s)	1510
Prec. Média (mm)	739,6
Deflúvio médio gerado pelo Modhac (mm)	64,2
Coef. de escoamento da série gerada (%)	8,7

O Estudo de Hierarquização do PROURB, mesmo avaliando um barramento localizado a montante da alternativa selecionada no “Estudo de Alternativas” constante do Relatório de Estudos Preliminares para Implantação da Barragem Faé, permitiu sinalizar as condições de implantação do reservatório e dispor de parâmetros de comparação das diferentes alternativas de barramento. As informações contidas neste estudo são:

- relação cota x área x volume, e volume preliminar do açude identificado,
- estimativa da vazão regularizada com 90% de garantia

Os postos pluviométricos vizinhos à bacia do açude Faé, identificados e tratados no PERH, são apresentados na Tabela 1.2.

Tabela 1.2: Postos Pluviométricos Próximos a Bacia Hidrográfica do Açude Faé

Posto	Município	Código (SUDENE)	Latitude (°_')	Longitude (°_')	Altitude (m)
Tataira	Solonópolis	3811848	5° 55'	39° 16'	100
Acopiara	Acopiara	3821207	6° 6'	39° 28'	250
Maracajá	Iguatu	3821385	6° 10'	39° 5'	210

O diagrama da Figura 1 2 apresenta a disponibilidade de dados diários dos postos pluviométricos acima citados. Pode-se notar, a partir desse diagrama, que, com exceção de algumas falhas pontuais, as séries apresentam suficiente extensão (mais de 50 anos contínuos)

Os principais parâmetros estatísticos dos totais anuais de chuva para os postos pluviométricos selecionados são apresentados na Tabela 1 3. A tabela 1 4 apresenta os respectivos coeficientes de correlação cruzada entre os postos e as respectivas distâncias que os separam. Estes parâmetros confirmam a forte variabilidade temporal e espacial da precipitação na região da barragem, fato este que posteriormente se analisará neste relatório.

Tabela 1.3: Principais Parâmetros Estatísticos dos Totais de Chuvas Anuais nos Postos Selecionados

Parâmetro	Tataira (3811848)	Acopiara (3821207)	Maracajá (3821385)
Média (mm)	785,24	753,00	710,86
Mediana (mm)	717,95	733,30	667,00
Desvio padrão (mm)	287,00	233,41	248,61
Variância	82369,29	54480,32	61810,81
C V	0,365	0,310	0,350
Assimetria	1,235	0,219	1,521
Mínimo (mm)	363,6	327,9	292,0
Máximo (mm)	1791,0	1251,6	1736,0
Nº de anos da série	52	40	53

Tabela 1.4: Coeficientes de Correlação Cruzada entre os Postos e as Respectives Distâncias que os Separam

Distâncias (km) \ Coeficientes de correlação	Tataira (3811848)	Acopiara (3821207)	Maracajá (3821385)
Tataira (3811848)		0,715	0,636
Acopiara (3821207)	29,42		0,731
Maracajá (3821385)	33,40	43,02	

	posto	1919	1920	1921	1922	1923	1924	1925	1926	1927	1928	1929	1930	1931	1932	1933	1934	1935	1936	1937	1938	1939	1940	1941	1942	1943	1944	1945	1946	1947	1948	1949	1950	1951	1952	1953	posto		
Tataira	3811848																																				3811848	Tataira	
Acopiara	3821207																																					3821207	Acopiara
Maracajá	3821385																																					3821385	Maracajá

	posto	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	posto		
Tataira	3811848																																					3811848	Tataira
Acopiara	3821207																																					3821207	Acopiara
Maracajá	3821385																																					3821385	Maracajá

- Séne completa
- Séne com falha
- Sem dados

Figura 1 2 - Diagrama de disponibilidade pluviométrica

000013

2 – CARACTERIZAÇÃO CLIMÁTICA DA BACIA

2 – CARACTERIZAÇÃO CLIMÁTICA DA BACIA

2.1 – PLUVIOMETRIA

Utilizando os dados das séries diárias dos postos pluviométricos selecionados calculou-se, pelo método de Thiessen, a série de pluviometria média da bacia hidrográfica contribuinte ao reservatório de Faé, a sucessão dos coeficientes de Thiessen obtidos associados ao ano e mês de início da utilização de cada configuração de postos é apresentada na Tabela 2.1. Os principais parâmetros dos totais médios anuais obtidos mediante o método de Thiessen são apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.1 - Sucessão de Coeficientes de Thiessen

Ano	Mês	Postos		
		3811848	3821207	3821385
1934	1	0,000	0,000	1,000
1935	3	0,745	0,000	0,255
1941	1	0,350	0,449	0,201
1941	2	0,745	0,000	0,255
1945	1	0,000	0,000	1,000
1946	1	0,745	0,000	0,255
1947	1	1,000	0,000	0,000
1948	1	0,350	0,449	0,201
1958	2	0,000	0,724	0,276
1959	1	0,350	0,449	0,201
1960	9	0,477	0,523	0,000
1960	10	0,350	0,449	0,201
1961	7	0,477	0,523	0,000
1962	1	0,350	0,449	0,201
1972	8	0,000	0,724	0,276
1972	9	0,350	0,449	0,201
1973	11	0,745	0,000	0,255
1974	1	0,350	0,449	0,201
1974	7	0,745	0,000	0,255
1975	1	0,350	0,449	0,201
1975	8	0,745	0,000	0,255
1975	12	0,350	0,449	0,201
1976	7	0,745	0,000	0,255
1976	12	0,000	0,724	0,276
1977	1	0,350	0,449	0,201
1977	7	0,745	0,000	0,255
1977	12	0,477	0,523	0,000
1978	7	1,000	0,000	0,000
1978	12	0,477	0,523	0,000
1979	1	0,350	0,449	0,201
1979	7	0,745	0,000	0,255
1980	1	0,350	0,449	0,201
1980	6	0,000	0,724	0,276
1980	7	0,350	0,449	0,201
1980	9	0,745	0,000	0,255

Tabela 2.1 (cont.) - Sucessão de Coeficientes de Thiessen

Ano	Mês	Postos		
		3811848	3821207	3821385
1980	10	0,350	0,449	0,201
1980	12	0,745	0,000	0,255
1981	1	0,350	0,449	0,201
1981	2	0,745	0,000	0,255
1981	4	0,350	0,449	0,201
1981	6	0,745	0,000	0,255
1983	3	0,350	0,449	0,201
1983	7	0,745	0,000	0,255
1984	2	1,000	0,000	0,000
1984	3	0,745	0,000	0,255
1985	10	0,350	0,449	0,201
1987	2	0,000	0,724	0,276
1987	3	0,350	0,449	0,201
1988	7	0,000	0,724	0,276

Tabela 2.2 - Principais Parâmetros Estatísticos dos Totais Anuais de Precipitação Média na Bacia Contribuinte.

Parâmetro	Precipitação Média na Bacia
Média (mm)	776,8
Mediana (mm)	757,6
Desvio padrão (mm)	252,4
Variância	63725,3
C V	0,325
Assimetria	1,070
Mínimo (mm)	378,3
Máximo (mm)	1732,6
Nº de anos da série	59

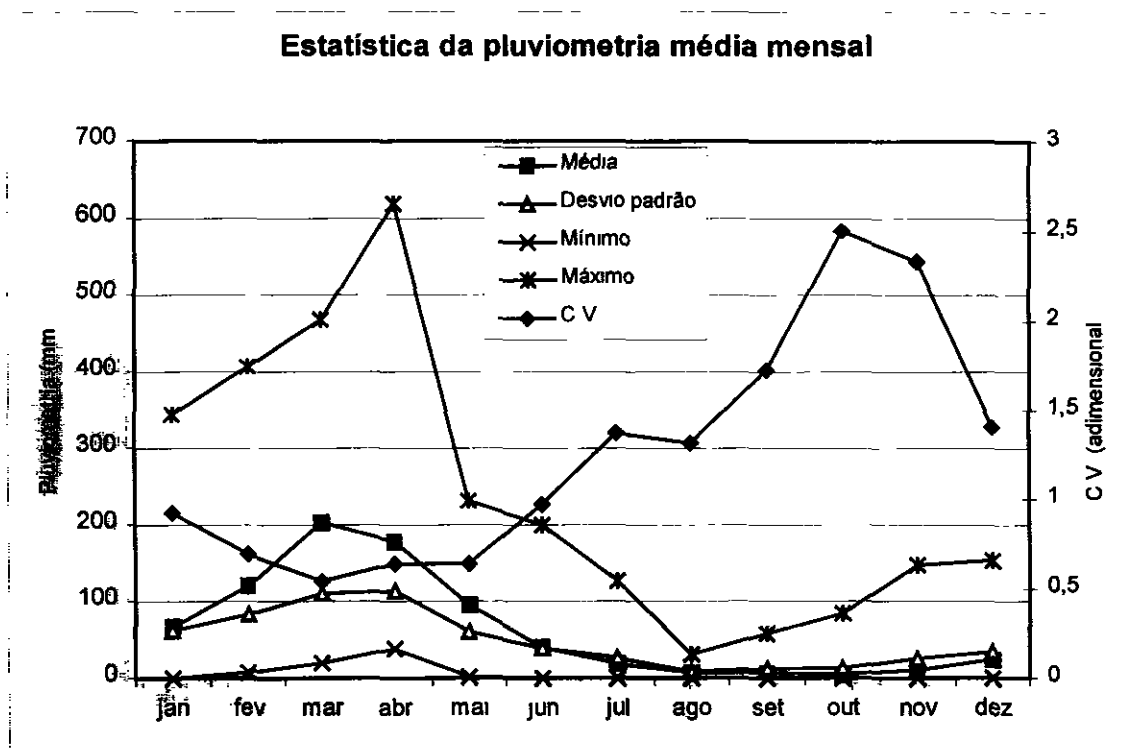
A média anual da pluviometria da bacia do Açude Faé é de 777,0 mm; a precipitação se concentra fortemente no trimestre fevereiro / abril, tendo março como mês mais chuvoso.

Essa distribuição sazonal da precipitação caracteriza a ocorrência de uma estação seca fortemente marcada, de junho a novembro, e um curto período chuvoso nos meses de janeiro a abril, sendo, normalmente, o mês de dezembro a transição da estação seca para a chuvosa, e maio o mês da transição inversa, da estação chuvosa para a seca

O trimestre de agosto a outubro, o mais seco do ano, tem precipitação média anual inferior aos 20,0 mm, ocorrendo um elevado número de anos em que a mesma é nula

A Figura 2 1 apresenta, graficamente, os principais parâmetros estatísticos para os totais de chuvas mensais da bacia, confirmando o caráter sazonal da chuva sobre a bacia

Figura 2.1: Principais Parâmetros Estatísticos dos Totais Mensais de Pluviometria Média da Bacia.



2.2 – OUTROS PARÂMETROS CLIMÁTICOS

A região da bacia hidrográfica contribuinte ao Açude Faé é homogênea da perspectiva climatológica, caracterizando-se, segundo o PERH, por um clima semi-árido com marcada estação seca

As médias de longo período dos dados da estação agro-climatológica de Iguatu, vizinha à bacia, consideram-se representativas do clima na bacia hidrográfica contribuinte ao Açude Faé. A Tabela 2.3 apresenta as médias mensais de longo período da temperatura, umidade relativa, insolação e evaporação na referida estação

Tabela 2.3 – Médias de Longo Período Correspondente a Observações da Estação Agro-Climatológica de Iguatu.

Variáveis Climáticas	jan	fev	mar	abr	mai	Jun	jul	Ago	set	out	nov	Dez
T _{máxima} (°C)	34,3	33,0	31,8	31,4	31,2	31,4	32,0	33,4	34,9	35,7	35,5	35,1
T _{compensada} (°C)	28,4	27,4	26,6	26,3	26,0	25,8	26,0	27,0	28,2	29,0	29,2	29,1
T _{mínima} (°C)	26,3	23,3	22,8	22,7	22,0	21,2	21,0	21,4	22,4	23,1	23,5	23,7
Umidade relativa (%)	61	69	76	77	73	66	59	54	50	50	52	55
Insolação (hrs)	172	111	82	84	109	138	186	224	213	222	204	193
Evaporação (mm)	190	162	166	148	138	130	143	162	177	195	189	192

Os dados da estação revelam uma região com alto poder evaporante, sendo os picos máximos de evaporação no trimestre outubro a dezembro, coincidindo com o período de menor umidade relativa, e mínimos de maio a julho, caracterizando a transição entre as estações secas e chuvosas

O exame dos dados de temperatura indicam condições de estabilidade térmica durante praticamente todo o ano, com variações inexpressivas de 4,5°C, 3,4°C e 2,7°C para as temperaturas média compensada, média das máximas e média das mínimas, respectivamente

2.3 – BALANÇO HÍDRICO

A equação do balanço hídrico permite avaliar, ainda que de forma expedita, as condições de armazenamento de umidade do solo na bacia, esta metodologia leva em conta a equação de continuidade da água armazenada no solo e considera as precipitações e a evapotranspirações ocorridas na bacia.

Para a bacia do Açude Faé considera-se representativo o balanço hídrico realizado no PERH, pelo método de Thornthwaite e Mather, para a estação agro-climatológica de Iguatu, apresentado na Tabela 2.4, que indica o grande déficit hídrico da região

Tabela 2.4 - Balanço Hídrico para a Estação Agro-Climatológica de Iguatu Segundo Thornthwaite e Mather.

Lat.6° 19'			Cap. Armaz. 100mm						
Mês	T (°C)	P (mm)	EVP (mm)	P-EVP (mm)	ARM. (mm)	ALT (mm)	EVR (mm)	EXC(mm)	DEF (mm)
Jan	28,40	84,00	160,00	-76,00	0,00	0	84	0	76
Fev	27,40	134,00	138,00	-4,00	0,00	0	134	0	4
Mar	26,60	207,00	141,00	66,00	66,00	66	141	0	0
Abr	26,30	174,00	126,00	48,00	100,00	34	126	14	0
Mai	26,00	90,00	123,00	-33,00	72,00	-28	118	0	5
Jun	25,80	30,00	115,00	-85,00	31,00	-41	71	0	44
Jul	26,00	14,00	123,00	-109,00	10,00	-21	35	0	88
Ago	27,00	6,00	141,00	-135,00	3,00	-7	13	0	128
Set	28,20	8,00	151,00	-143,00	1,00	-2	10	0	141
Out	29,00	13,00	164,00	-151,00	0,00	-1	14	0	150
Nov	29,20	13,00	161,00	-148,00	0,00	0	13	0	148
Dez	29,10	28,00	167,00	-139,00	0,00	0	28	0	139
Anual	27,4	801	1710	-909	283	0	787	14	923

3 - ESTUDO DOS DEFLÚVIOS

3 – ESTUDO DOS DEFLÚVIOS

3.1 – CONCEITUAÇÃO

O principal objetivo da construção de açudes no semi-árido nordestino é o aumento de reservas hídricas que possam ser aproveitadas para o abastecimento humano e, secundariamente, para uso agrícola ou industrial. Portanto a determinação da vazão que pode ser retirada do reservatório, e sua garantia, são de grande importância. O primeiro passo para conhecer a oferta hídrica de um açude é proceder à estimativa do regime fluvial do rio barrado, isto é, conhecer a vazão afluente e suas principais características de ocorrência.

As vazões afluentes, quando não se dispõe de registros fluviométricos do rio barrado, podem ser obtidas com base na modelagem da transformação da chuva em deflúvio para a bacia hidrográfica contribuinte à seção do barramento.

Para este fim, consideram-se a pluviometria e a evapotranspiração ocorridas e as condições topográficas e pedológicas da bacia contribuinte. Este procedimento requer a disponibilidade de uma ferramenta computacional apropriada, ou seja um modelo matemático que descreva os processos do ciclo hidrológico na bacia, e de uma série de parâmetros que caracterizem climática e morfologicamente a bacia.

Para a obtenção de vazões afluentes ao Açude Faé foi utilizado o modelo de transformação chuva x deflúvio denominado MODHAC, desenvolvido por A. E. Lanna no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS.

Este modelo, desenvolvido para as condições do semi-árido nordestino e amplamente utilizado no Ceará, simula o processo de transformação chuva-deflúvio de forma contínua a nível diário, fornecendo os deflúvios médios mensais para a seção de controle da bacia hidrográfica.

O referido modelo baseia-se numa analogia hidráulica composta de três reservatórios, correspondentes aos armazenamentos superficial, sub-superficial e subterrâneo para descrever o processo de separação do escoamento. Estes reservatórios são representados no modelo por nove parâmetros que definem, basicamente, as capacidades máximas dos reservatórios e as taxas de esvaziamento dos mesmos.

O modelo é também auto-calibrável, isto é, possui uma rotina que, a partir de dados de deflúvios observados, realiza uma busca automática do conjunto de parâmetros que melhor explicam o comportamento da bacia em estudo. Esta característica do modelo permite que, a partir de um limitado período de observações de vazão, juntamente com dados pluviométricos diários, sejam determinados os parâmetros do modelo que, posteriormente, possam ser utilizados para transformar em vazões os registros de chuvas dos períodos em que não se dispõe de dados de vazões correspondente.

Como não existe, ao longo do riacho Faé, sequer um posto fluviométrico que permita a calibração dos parâmetros do MODHAC, utilizou-se, na geração das vazões, os parâmetros obtidos para o posto fluviométrico de Suassurana (Código DNAEE 36180000) no PERH-CE.

Este posto fluviométrico se encontra localizado no rio Trussu, tributário do alto Jaguaribe, na margem esquerda, distando escassos 26 km do local do barramento do Faé

A bacia hidrográfica contribuinte em Suassurana é de 2 068 km², a precipitação média anual da bacia contribuinte é de 739,6 mm e o deflúvio médio é de 64,2 mm com um coeficiente de escoamento de 8.7 %

Mesmo com área superior à bacia em estudo (300 km²) as características da bacia contribuinte ao posto de Suassurana permitem inferir que os parâmetros do modelo MODHAC, obtidos para este posto fluviométrico, são compatíveis com os do local do barramento, vistas as semelhanças geomorfológicas e a vizinhança de ambas bacias hidrográficas

Os parâmetros do modelo MODHAC para o posto fluviométrico de Suassurana foram obtidos com base na simulação do período 1968/1975, e verificados com base na simulação do período 1962-1965; o erro total entre valores mensais de vazões observadas e calculadas foi de 9,6% A Tabela 3.1 apresenta os valores dos parâmetros do MODHAC para o posto de Suassurana.

Tabela 3.1 - Parâmetros do MODHAC Obtidos para o Posto Suassurana

RSPX (mm)	RSSX (mm)	IMAX (mm/dia)	IMIN (mm/dia)	IDEC	ASP	ASS	CEVA	RSBX	ASB
79	250,2	100,4	1,98	0,39	0 00	0,001	0,55	0 00	0 00

Com base nestes parâmetros se procedeu, anteriormente, no contexto do Relatório de Estudos Preliminares, ao cálculo preliminar de séries de vazões afluentes aos diferentes locais identificados como possíveis alternativas de barramento

Dado o então caráter preliminar daqueles estudos, considerou-se como precipitação média nas bacias contribuintes aos locais de barramento a ocorrida no posto pluviométrico denominado Maracajá, localizado no município de Iguatu, preenchendo-se as falhas com dados disponíveis no posto pluviométrico de Acopiara no município homônimo.

Os valores médios mensais da precipitação e dos deflúvios obtidos nos Estudos Preliminares são apresentados na Tabela 3.2 Os principais parâmetros estatísticos destas séries são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.2 – Valores Médios Mensais de Precipitação e Deflúvio da Série Gerada com Base nas Precipitações no Posto de Maracajá

Mês	Precipitação (mm)	Deflúvio (mm)	Mês	Precipitação (mm)	Deflúvio (mm)
Jan	69,57	1,96	Jul	19,35	2,42
Fev	97,61	6,25	Ago	6,13	0,96
Mar	197,74	22,96	Set	4,83	0,23
Abr	164,92	36,21	Out	8,51	0,02
Mai	85,63	16,37	Nov	9,33	0,12
Jun	36,72	4,65	Dez	22,41	0,01
			Totais	722,74	92,18

Tabela 3.3 – Principais Parâmetros Estatísticos da Série Gerada com Base nas Precipitações no Posto de Maracajá

PARAMETRO	Precipitação anual	Deflúvio anual
Média (mm)	722,74	92,18
Desvio Padrão (mm)	251,33	121,65
Coefficiente de Variação	0,35	1,32

O Estudo Preliminar foi completamente revisto nesta fase dos trabalhos.

A utilização agora da precipitação média calculada pelo método de THIESSEN, como entrada do MODHAC, resultou numa série de deflúvios mensais de 55 anos de duração, abrangendo o período 1934-1988, apresentada na Tabela 3 4 Na Tabela 3 5 apresentam-se os principais parâmetros estatísticos da vazão média anual, bem como da pluviometria média anual utilizada.

Tabela 3.4 - Deflúvios Obtidos Mediante o uso do MODHAC Utilizando a Precipitação Média Calculada pelo Método de THIESSEN (mm)

Ano	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	Total anual
1934	1,3	0,5	57,2	6,7	4,5	3,8	1,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	75,5
1935	0,0	14,0	2,4	60,1	28,6	6,4	5,2	1,8	0,0	0,0	0,0	0,0	118,5
1936	0,0	29,1	39,8	2,9	5,4	1,8	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	79,3
1937	0,0	5,3	10,2	12,8	2,0	1,6	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	32,2
1938	0,0	0,0	63,0	41,1	6,4	4,6	1,9	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	117,0
1939	0,0	0,0	12,3	0,7	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	13,3
1940	0,0	0,0	104,4	28,6	42,6	8,8	7,9	4,3	1,0	0,0	0,0	0,0	197,6
1941	0,0	0,0	71,6	3,8	3,6	1,7	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	80,9
1942	0,0	9,9	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10,3
1943	0,0	6,8	0,1	17,5	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,3
1944	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1945	0,0	2,1	0,2	8,3	37,9	2,7	1,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	52,3
1946	32,9	19,6	3,2	2,7	5,0	2,7	1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	67,9
1947	0,0	0,0	10,0	41,0	22,8	3,9	2,2	0,2	0,0	0,0	3,5	0,2	83,8
1948	0,0	0,0	35,0	25,4	4,0	3,2	1,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	68,9
1949	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1950	0,0	0,0	2,3	57,3	4,4	2,8	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	67,3
1951	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1952	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1953	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1954	0,0	0,0	0,0	2,1	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,5
1955	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1956	0,0	4,6	13,6	12,2	2,3	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	33,6
1957	0,0	0,0	50,7	54,4	6,9	5,2	2,4	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	119,7
1958	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,5	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,6
1959	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1960	0,0	0,0	66,3	6,1	4,7	4,1	1,9	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	83,1
1961	0,0	0,0	21,0	27,7	3,3	2,8	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	55,8
1962	0,0	0,0	22,6	37,3	4,0	3,4	1,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	68,6

Tabela 3.4 (cont.) - Deflúvios Obtidos Mediante o uso do MODHAC Utilizando a Precipitação Média Calculada pelo Método de THIESEN (mm).

Ano	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	Total anual
1963	0,0	0,0	64,4	51,3	10,9	5,9	2,9	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	135,8
1964	4,8	0,6	0,6	35,7	21,6	4,4	3,1	0,7	0,0	0,0	0,0	0,0	71,5
1965	0,0	0,0	14,4	49,2	26,9	28,2	6,9	3,7	0,7	0,0	0,0	0,0	130,1
1966	0,0	65,7	3,9	3,0	2,3	2,0	0,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	77,8
1967	0,0	0,0	24,8	34,6	40,2	6,3	4,2	1,2	0,0	0,0	0,0	0,0	111,3
1968	0,0	0,0	69,7	4,4	26,7	5,1	3,0	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	109,4
1969	0,0	0,1	0,0	31,9	14,8	14,4	3,5	1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	66,3
1970	21,5	1,0	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	22,8
1971	0,0	0,0	0,0	8,1	0,7	0,6	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9,8
1972	0,0	6,8	0,5	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	7,4
1973	0,0	0,5	10,4	54,3	22,4	5,6	4,8	2,1	0,1	0,0	0,0	0,0	100,2
1974	0,0	18,6	45,4	62,7	129,0	8,7	6,7	3,3	0,5	0,0	0,0	0,0	274,9
1975	0,0	0,0	26,5	1,9	3,6	6,8	23,1	2,8	0,4	0,0	0,0	0,0	65,1
1976	0,0	3,2	0,3	1,3	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	5,2
1977	0,0	0,0	0,0	11,0	48,4	9,3	4,0	1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	74,4
1978	0,0	6,8	0,4	0,3	5,6	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	13,5
1979	0,0	0,0	3,8	0,2	31,3	2,1	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	38,0
1980	10,1	83,4	24,1	5,9	3,6	1,7	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	129,1
1981	0,0	0,0	96,1	17,2	5,9	2,7	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	122,3
1982	0,0	0,0	0,0	34,8	3,1	1,6	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	39,6
1983	0,0	7,5	16,9	5,5	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	30,9
1984	0,5	0,0	68,4	225,7	45,0	7,6	4,5	1,4	0,0	0,0	0,0	0,0	353,1
1985	6,9	8,2	62,5	393,5	67,3	10,3	31,2	6,8	3,1	0,3	0,0	0,0	589,9
1986	0,0	0,0	44,7	63,3	14,4	13,7	8,5	5,8	2,1	0,1	0,0	0,0	152,7
1987	0,0	0,0	10,2	14,7	1,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	26,4
1988	0,0	0,0	20,2	4,6	6,9	1,5	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	33,8

Tabela 3.5 – Principais Parâmetros Estatísticos Obtidos Mediante o uso do MODHAC Utilizando a Precipitação Média Calculada pelo Método de THIESEN.

Parâmetro	Chuva (mm)	Escoamento (mm)
Média	760,36	77,20
Mediana	732,60	66,28
Desvio padrão	244,45	97,96
Variância	59757,95	9597,88
C V	0,321	1,269
Assimetria	1,251	3,265
Mínimo	378,40	0,00
Máximo	1733,30	589,94
Coef de Escoamento	-	10,15%

Da análise das duas séries de deflúvios geradas se depreende que, mesmo tendo sido detectado um aumento de 5,2 % na precipitação média anual, o escoamento médio anual diminuiu de aproximadamente 17%, mantendo-se ainda coeficientes de variação comparáveis (1,32 – 1,26)

Esta variação no montante de deflúvio gerado decorre, principalmente, da estrutura de ocorrência de secas para ambas as séries de precipitações (somente com posto de Maracajá e precipitação média calculada com base na metodologia de Thiessen), sendo que a utilização de um único posto pluviométrico elimina a componente de variação espacial da precipitação, notadamente importante nesta região

A Tabela 3.6 apresenta os dois conjuntos de séries pluviométricas e fluviométricas a obtida com base no posto de Maracajá e a correspondente à precipitação média da bacia, destacando os períodos para os quais o escoamento foi nulo em cada uma das séries. É de destacar, particularmente, o período correspondente à década dos anos '50 onde pequenas variações na distribuição da precipitação resultam na ocorrência de períodos sem deflúvio de longa duração

Não obstante, para descartar toda e qualquer dúvida com relação à série de deflúvios adotada, procedeu-se, também, à geração de séries sintéticas de deflúvios de longa duração com base em modelos estocásticos

3.2 – GERAÇÃO DE SÉRIE ESTOCÁSTICA DE VAZÕES

Dadas as singularidades identificadas na série de deflúvios adotada, considerou-se importante dispor de outras séries de deflúvios que, mesmo mantendo as características da série de deflúvios escolhida, apresentassem seqüências de anos secos diferentes daquelas da série histórica.

A geração de séries de vazões em rios intermitentes, mediante procedimentos estocásticos, é complexa, se somar-se a isto a necessidade de preservar, nas séries de vazões geradas, a estrutura interanual de ocorrência de secas, típica da região em estudo, o problema torna-se ainda mais complexo. A metodologia escolhida para a geração das séries sintéticas de vazões foi a utilizada no PERH-CE,

Ela consiste na geração de séries anuais com base na utilização de uma matriz de transição markoviana de primeira ordem e uma distribuição probabilística de tipo Gamma de dois parâmetros. A desagregação em valores mensais é feita pelo Método dos Fragmentos

As Tabelas 3.6 e 3.7 apresentam a matriz de transição markoviana utilizada e os parâmetros estatísticos das séries pseudo-histórica e sintética gerada pelo modelo estocástico respectivamente

Tabela 3.7 – Matriz de Transição Markoviana Utilizada na Geração de Vazões, onde “P[x]/y” Denota Probabilidade, “U” Denota Ano Úmido, isto é com Escoamento Não Nulo e :”S” Ano Comescoamento Nulo

	$P\{I=S\} / I-1=(S,U)$	$P\{I=U\} / I-1=(S,U)$
$P\{I=S,U\} / I-1=S$	28,57%	71,43%
$P\{I=S,U\} / I-1=U$	10,64%	89,36%

Tabela 3.8 – Principais Parâmetros Estatísticos das Séries de Vazões Sintética e Pseudo-Histórica

Parâmetro	Série sintética	Série Modhac
Média	70,27	77,21
Mediana	45,77	66,28
Desvio padrão	80,400	97,969
Variância	6464,10	9597,88
CV	1,144	1,269
Assimetria	2,714	3,265
Mínimo	0,00	0,00
Máximo	904,20	589,94
Coef de Escoamento	9,24%	10,15%

**4 – ESCOLHA DAS DIMENSÕES DO RESERVATÓRIO E
DETERMINAÇÃO DA VAZÃO REGULARIZADA**

4 – ESCOLHA DA DIMENSÃO ÓTIMA DO RESERVATÓRIO E DETERMINAÇÃO DA VAZÃO REGULARIZADA

4.1 – CONCEITUAÇÃO

O cálculo da vazão de regularização por um reservatório pode ser realizada por várias metodologias

- método de Campos (Teoria Estocástica do Armazenamento de Morán),
- programação linear ou dinâmica, e,
- simulação

Dentre essas metodologias a mais usual é a última, levando vantagem sobre as demais sempre que se disponha de séries de vazões afluentes suficientemente longas e confiáveis. Tendo em vista o exposto, foi escolhido o método de simulação para a determinação da vazão regularizada do açude Faé.

O boqueirão selecionado no Estudo de Alternativas, previamente desenvolvido, foi o denominado “Alternativa II” e se encontra situado a jusante do Açude Angicos, fato este que deve ser levado em conta como condicionante para o dimensionamento do Açude Faé; assim foram estabelecidas as seguintes alternativas de dimensionamento para o reservatório

- construção do açude Faé mantendo em operação o açude Angicos (238 m < cota da soleira < 241m);
- construção do açude Faé com a remoção ou rebaixamento do sangradouro açude Angicos de modo a gerar um único espelho d’água (238 m < cota da soleira < 250 m);

A simulação da primeira alternativa pode ser representada pela equação.

$$Q_{sistema}^{reg} = Q_{Angicos}^{reg} + Q_{Faé}^{reg}$$

onde a vazão regularizada do Açude Faé é calculada como função das afluições da bacia incremental acrescidas da vazão de sangria do açude Angicos, isto é.

$$Q_{Faé}^{reg} = f(Q_{incremental}, Q_{sangria\ do\ Angicos})$$

A segunda alternativa não leva em conta a existência do açude Angicos, seja pelo rebaixamento da soleira do sangradouro, seja pela completa desativação do mesmo.

Para as duas alternativas de dimensionamento foram simuladas três condições de operação

- vazão regularizada com 90 % de garantia, com volume de alerta e demanda de emergência igual à metade da vazão regularizada;
- vazão regularizada com 90 % de garantia, sem volume de alerta;
- vazão regularizada com 99,9 % de garantia, sem volume de alerta

As informações necessárias para o processo de simulação da operação do reservatório são

- a série de vazão afluentes, obtida mediante os procedimentos discutidos nos itens anteriores,
- os valores médios mensais de evaporação de espelho d'água na região do reservatório, sendo adotados os dados de evaporação média de tanque Classe A da estação agro-climatológica de Iguatu (apresentados na caracterização climática) corrigidos por um fator 0,85,
- as curvas cota x área x volume dos reservatórios, apresentadas nas figuras 4.1, 4.2 e 4.3, respectivamente

Figura 4.1 - Curvas Cota x Área x Volume do Açude Faé

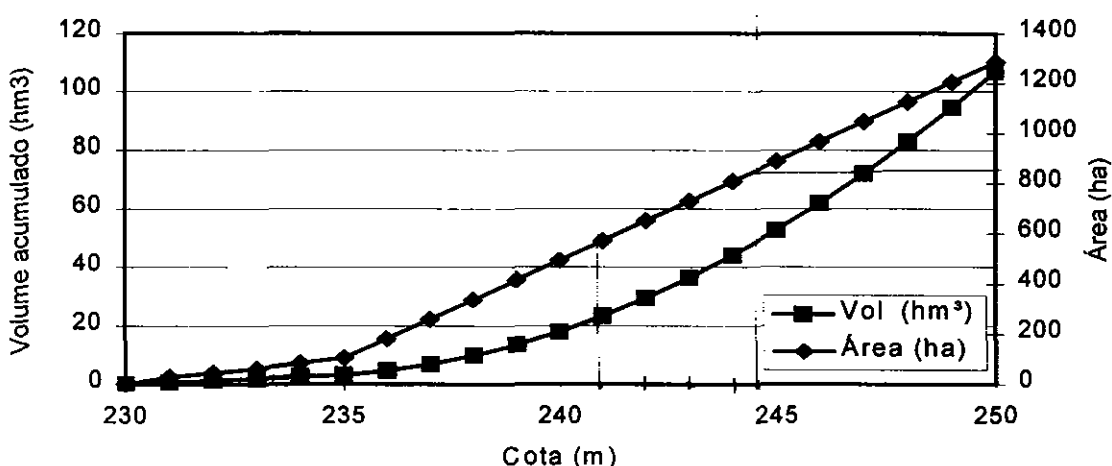


Figura 4.2 - Curvas Cota x Área x Volume do Açude Angicos

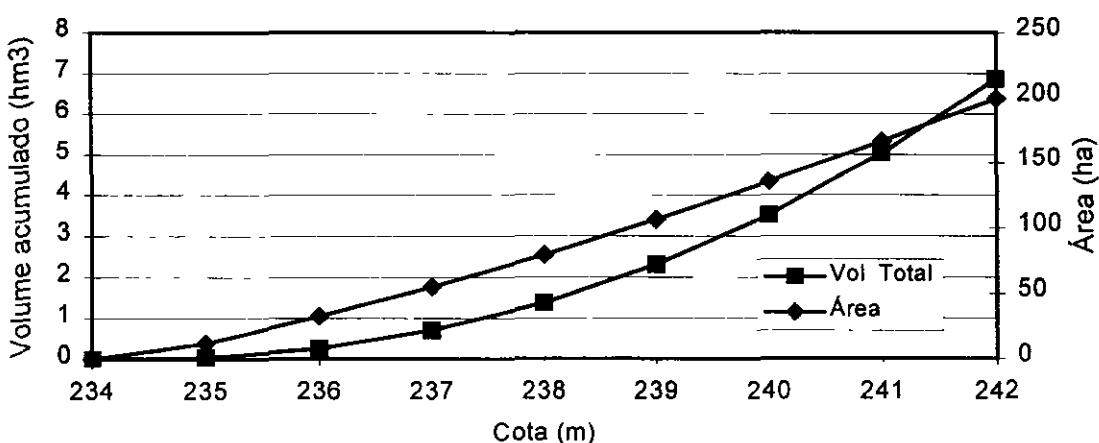
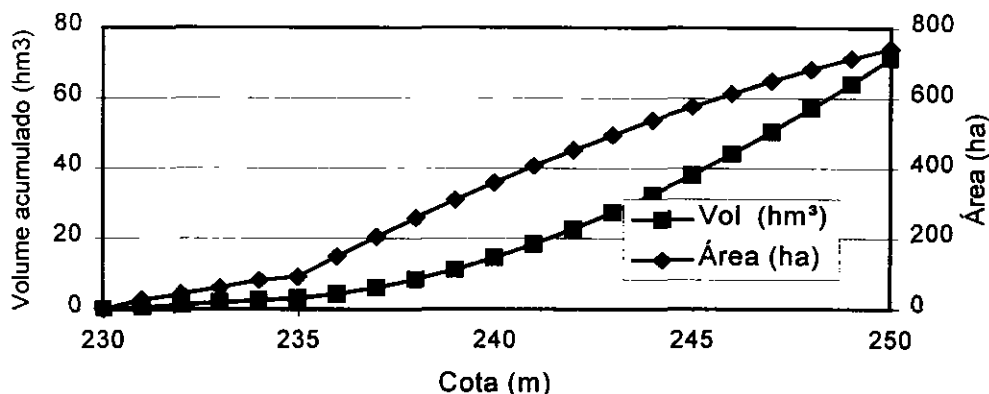


Figura 4.3 - Curvas Cota x Área x Volume do Açude Faé sem Desativação do Açude Angicos



4.2 – RESULTADOS DA SIMULAÇÃO

As Tabelas 4.1 e 4.2 e as figuras 4.4 e 4.5 apresentam os resultados dos três tipos de operação previstos para as diferentes dimensões do açude Faé nas duas alternativas propostas

As tendências de crescimento monótono da vazão regularizada com o aumento do volume do reservatório e os baixos desempenhos do mesmo, para qualquer das duas alternativas analisadas, mostram claramente que a dimensão do reservatório deve ser escolhida com base nas possíveis interferências e no impacto decorrente da desapropriação e o reassentamento de população, e não em função do desempenho hidrológico; assim a definição das dimensões do reservatório foram remetidas à uma análise posterior ao dimensionamento do sangradouro e à determinação precisa da área a ser inundada, particularmente com relação ao povoado de Santo Antônio, localizado justamente na área de transição do ambiente fluvial ao ambiente limnico formado pelo reservatório, seja pelo açude Angicos já existente (caso da alternativa 1), seja pelo novo espelho do açude Faé na alternativa 2

Tabela 4.1 – Resultados Obtidos na “Alternativa 1” (Construção da Barragem de Faé sem a Remoção do Açude Angicos) para os Três Tipos de Operação

Alternativa 1 : Faé + Angicos			
Cota da soleira (m)	Q_{90+va} (m³/s)	Q_{90} (m³/s)	$Q_{99.9}$ (m³/s)
238	0,023	0,202	0,022
239	0,025	0,222	0,025
240	0,027	0,247	0,028
241	0,029	0,269	0,033

Tabela 4.2 – Resultados Obtidos na “Alternativa 2” (Construção da Barragem de Faé com a Remoção do Açude Angicos) para os Três Tipos de Operação

Alternativa 2 : Faé + remoção do Angicos			
Cota da soleira (m)	Q_{90+va} (m ³ /s)	Q_{90} (m ³ /s)	$Q_{99,9}$ (m ³ /s)
238	0,031	0,169	0,025
239	0,048	0,211	0,034
240	0,061	0,253	0,045
241	0,076	0,292	0,054
242	0,087	0,325	0,061
243	0,077	0,351	0,068
244	0,097	0,380	0,075
245	0,094	0,400	0,083
246	0,101	0,416	0,087
247	0,11	0,432	0,092
248	0,118	0,450	0,102
249	0,144	0,456	0,107
250	0,144	0,462	0,119

Figura 4.4 – Resultados Obtidos na “Alternativa 1” (Construção da Barragem de Faé sem a Remoção do Açude Angicos) para os Três Tipos de Operação

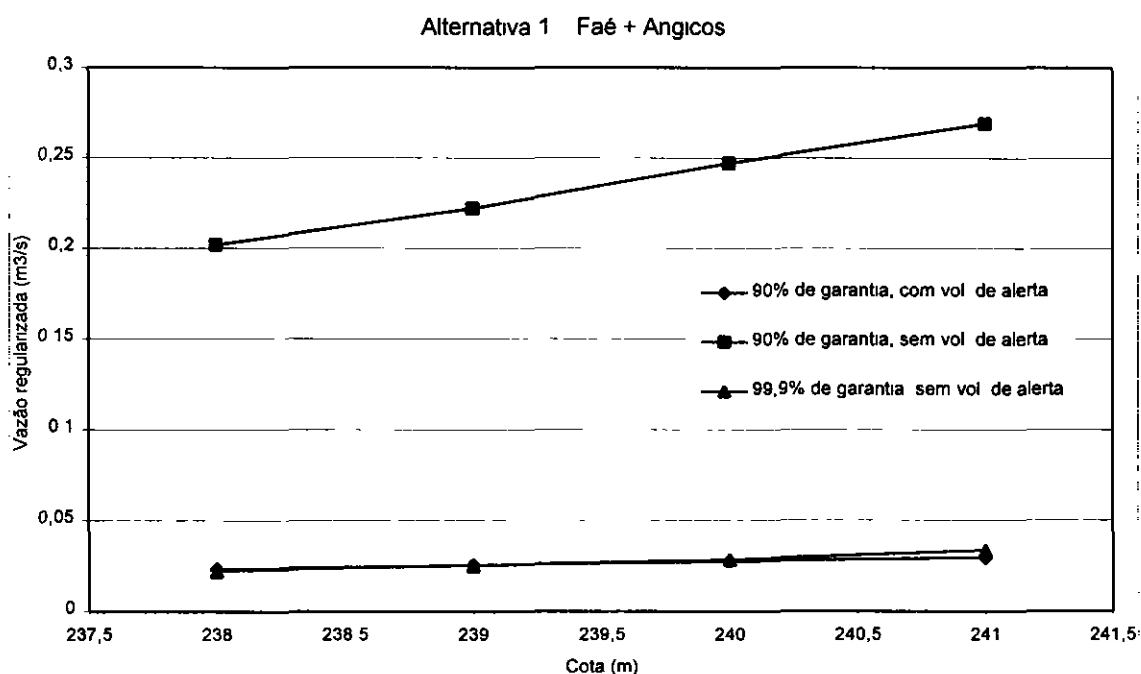
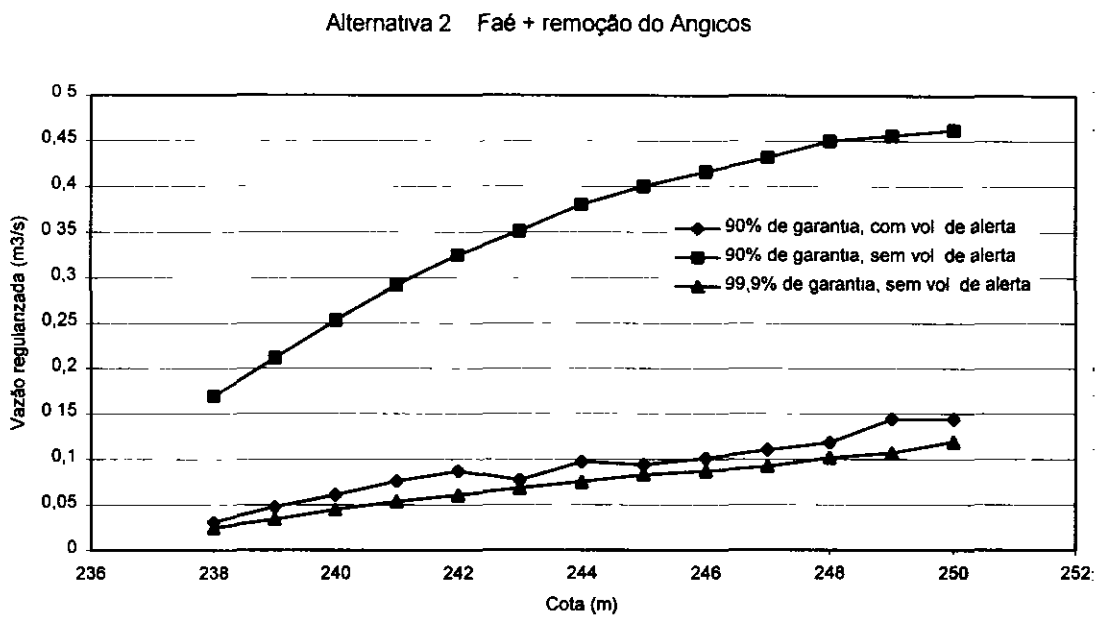


Figura 4.5 – Resultados Obtidos na “Alternativa 2” (Construção da Barragem de Faé com a Remoção do Açude Angicos) para os Três Tipos de Operação



5 – DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO

5 – DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO

5 1 – ESCOPO DOS ESTUDOS

Estes estudos foram desenvolvidos com os seguintes objetivos

- definir as dimensões compatíveis com o grau de segurança requerido contra cheias do sangradouro do açude Faé (em fase de projeto) e avaliar o grau de segurança do sangradouro do açude Angicos (já existente),
- identificar possíveis problemas de interferência no núcleo urbano de Santo Antônio em relação à cota máxima de sangria

Com estes objetivos foram desenvolvidos os estudos de laminação de cheias para cada um dos sangradouros dos açudes, submetendo os mesmos às condições críticas correspondentes às cheias com 100, 500, 1 000 e 10 000 anos de recorrência.

5 2 – MODELAGEM DAS CHEIAS DE PROJETO

5 2 1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A determinação de cheias de projeto para dimensionamento / verificação de sangradouros pode ser realizada com base em dados históricos de vazão (métodos diretos) e com base na precipitação (métodos indiretos), estando ambos os casos associados a um risco previamente escolhido

Diante da escassez de registros históricos de vazões é usual a elaboração de hidrograma sintéticos de projeto com base na maximização da precipitação. Este último método foi o escolhido vista a inexistência de séries históricas de vazões que permitissem a utilização de métodos do tipo direto

Os métodos baseados na precipitação, também conhecidos como métodos de transformação chuva → deflúvio, consistem verificação do sangradouro do reservatório a partir da maximização de um determinado evento chuvoso que, posteriormente, mediante técnicas de transformação chuva → deflúvio, é transformado num hidrograma afluente ao reservatório que, encontrando-se em condições críticas, isto é totalmente cheio, deverá ser capaz de laminar sem riscos as vazões afluentes

A seguir são apresentados os principais aspectos da metodologia adotada e as diversas hipóteses utilizadas para o cálculo da cheia de projeto, a saber:

- a escolha da chuva de projeto,
- a constituição do hietograma utilizado,
- a definição da precipitação efetiva.
- a constituição do hidrograma de cheia da bacia, e,
- o cálculo do amortecimento deste hidrograma pelo sangradouro

A ferramenta matemática utilizada para implementação dessa metodologia foi o programa HEC-1, desenvolvido pelo US ARMY CORPS OF ENGENIERING.

5 2 2 – ANÁLISE FREQUÊNCIAL DE CHUVAS

Um dos problemas mais comuns em hidrologia é a estimativa do hietograma que servirá como base para cálculo do hidrograma de projeto, dado o deficiente registro de dados existentes. A questão crucial é como estimar magnitudes de eventos hidrológicos sem dados suficientes disponíveis.

A solução encontrada reside no estudo de frequências de eventos, partindo-se de uma pequena amostra e extrapolando a mesma através do uso de distribuições teóricas de frequência.

Assim, várias distribuições de frequência têm sido amplamente usadas em hidrologia, a escolha das mesmas dependendo, principalmente do objetivo desejado no estudo. Neste caso específico, a verificação de sangradouros de barragens, os eventos de interesse são os ditos de “eventos máximos extremos”. A literatura sugere várias distribuições para este tipo de estudos. Log- Pearson III, Gumbel, Log-Normal, Gamma de 2 parâmetros, etc.

As distribuições escolhidas para serem testadas, mediante ajustes com as amostras de dados de precipitação, foram a distribuição Log-Normal e a distribuição Gamma de 2 parâmetros.

De acordo com o banco de dados do PERH-CE, foi escolhido o posto denominado Tataira (município de Solonópolis, Código 3811848) que é, dos três postos vizinhos à bacia hidrográfica identificados nos estudos de caracterização climática, o que apresenta maior precipitação média anual. As Tabelas 1.2 e 1.3 apresentam as principais características deste posto pluviométrico.

Na determinação da amostra de precipitações máximas para o ajuste da distribuição de frequência, foi escolhido um único valor máximo anual, isto é, a série foi constituída apenas com os máximos anuais diários, constituindo o que se denomina de série de máximos anuais ou série anual.

O software utilizado para o procedimento de ajuste das distribuições foi o STATISTICA e os testes de ajuste das distribuições aplicados foram Chi-quadrado e Kolmogorov-Smirnov.

Os resultados do teste Chi-quadrado indicaram que a distribuição que melhor se ajustava aos valores máximos de precipitação de duração 1 dia e 2 dias do posto Tataira é a distribuição Gama (2), o que implicou na escolha da mesma para o cálculo da chuva de 1 dia de duração para os períodos de retorno de 100, 500, 1 000 e 10 000 anos. Os parâmetros alfa (α) e beta (β), correspondentes ao melhor ajuste são apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Parâmetros da Dist. Gama para Chuva de Duração 1 e 2 dias

Parâmetro	Duração	
	1 dia	2 dias
Alfa	11,138	14,802
Beta	0,134	0,151

A magnitude das chuvas máximas calculadas mediante a distribuição Gamma (2) para o posto escolhido e para diferentes tempos de recorrência é apresentada na Tabela 5.2

Tabela 5.2- Análise de Frequência de Máximos Diários de Chuva (Distribuição Gamma (2))

Posto Tataira		
T.R.	Duração	
	1 dia	2 dias
100	152,26	166,33
500	173,58	186,96
1000	182,25	195,30
10000	209,51	221,36

5 2 3 – OBTENÇÃO DAS PRECIPITAÇÕES MÁXIMAS PARA DURAÇÕES INFERIORES AO DIA.

A determinação das relações precipitação/descarga, para o dimensionamento de obras hidráulicas, requer o conhecimento das alturas de precipitação para períodos inferiores a 24 horas, desde a que pretende-se conhecer vazões de pico para bacias hidrográficas com tempo de concentração inferior a 24 hs. A maneira mais precisa de obter estas precipitações é mediante o ajuste, para a região, de uma equação que relacione intensidade x duração x frequência, baseando-se em dados pluviográficos.

Infelizmente, a rede de estações pluviográficas no Ceará é pequena, existindo com suficiente quantidade de dados tão somente uma (Fortaleza) e que se encontra afastada da área do presente estudo, forçando então o uso de metodologias alternativas.

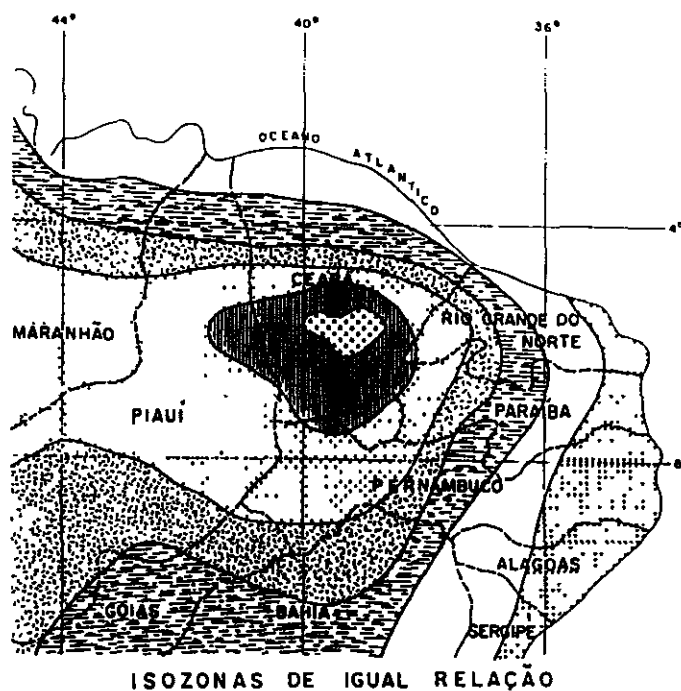
Uma destas metodologias, que faz uso apenas de dados de pluviômetros (registros de “precipitação diária”) e que tem sido amplamente usada em estudos deste tipo no Ceará, é o *Método das Isozonas*, apresentado por Taborga Torrico (1975).

Este método consiste, resumidamente, na transformação da chuva de duração de 1 dia em chuva de duração 24 horas e, a partir desta, calculam-se as precipitações com durações menores. A metodologia proposta por Torrico está descrita nas seguintes etapas.

- i) conversão das chuvas máximas de duração de um dia para diversos tempos de recorrência em chuvas máximas de duração de 24 horas, multiplicando-se a primeira pelo fator 1.10,
- ii) determinação da isozona onde está localizado o centro de gravidade da bacia hidrográfica (isozona G para a bacia em estudo (ver Figura 5 1);
- iii) estimativa. para os diversos tempos de retorno, das chuvas de 6 minutos e 1 hora de duração. Isto é feito multiplicando-se as chuvas de 24 horas pelos fatores $R_{6 \text{ min}/24h}$ e $R_{1h/24h}$, respectivamente,
- iv) plotagem dos valores de P_{24h} , P_{1h} e $P_{6 \text{ min}}$ em papel probabilístico para obtenção de chuvas de duração intermediária

Os resultados da aplicação desta metodologia estão indicados nas Tabela 5.3 e 5.4 a seguir

Figura 5.1 – Isozonas do Nordeste Brasileiro Segundo Taborga Torrico.



ISOZONA	TEMPO DE RECORRÊNCIA EM ANOS											
	1 HORA / 24 HORAS CHUVA											5 mm / 24h CHUVA
	5	10	15	20	25	30	50	100	1000	10.000	5	100
B	38,1	37,8	37,4	37,4	37,3	37,2	36,9	36,8	35,4	34,3	6,4	7,5
C	40,1	39,7	39,5	39,3	39,2	39,1	38,0	38,4	37,2	36,2	9,8	9,0
D	42,0	41,6	41,4	41,2	41,1	41,0	40,7	40,3	39,0	37,9	11,2	10,0
E	44,0	43,6	43,3	43,2	43,0	42,8	42,8	42,2	40,9	39,8	12,8	11,2
F	46,0	45,5	45,3	45,1	44,9	44,8	44,5	44,1	42,7	41,3	13,8	12,4
G	47,9	47,4	47,2	47,0	46,9	46,7	46,4	45,9	44,5	43,1	15,4	13,7
H	49,9	49,4	49,1	48,9	48,8	48,6	48,3	47,0	45,5	44,8	16,7	14,9

Tabela 5.3 - Desagregação de Chuva Segundo Taborga

T.R.	10000	1000	500	100
P2 dias (mm)	221,4	195,3	187,0	166,3
P48hs/P2dias	1,1	1,1	1,1	1,1
P48hs (mm)	243,5	214,8	205,7	183,0
P1 dia (mm)	209,5	182,3	173,6	152,3
P24hs/P1dia	1,1	1,1	1,1	1,1
P24hs (mm)	230,5	200,5	190,9	167,5
P1h/P24hs	0,4	0,4	0,4	0,4
P1h (mm)	90,3	81,1	74,3	65,6
P6min/P24hs	0,2	0,2	0,2	0,2
P6min (mm)	35,5	30,9	29,4	25,8

Tabela 5.4 - Chuva Desagregada para Distintas Durações

Tempo(hs)	0:06	0:15	1:00	2:00	3:00	6:00	12:00	24:00	48:00
10000	35,5	52,0	90,3	115,0	130,0	160,0	195,0	230,5	243,5
1000	30,9	46,0	81,1	102,0	115,0	140,0	170,0	200,5	214,8
500	29,4	43,0	74,3	95,0	108,0	133,0	160,0	190,9	205,7
100	25,8	39,0	65,6	83,0	94,0	116,0	140,0	167,5	183,0

5.2.4 – TRANSFORMAÇÃO CHUVA–DEFLUVIO DO HIETOGRAMA DE PROJETO E SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS SANGRADOUROS DOS RESERVATÓRIOS

A verificação do sangradouro de um reservatório consiste na verificação da segurança que apresenta o mesmo quando submetido a um evento extremo mediante uma simulação

Para bacia hidrográfica da dimensão da do reservatório em estudo, um evento extremo se encontra sempre associado a ocorrência de chuvas intensas em sub-bacias com tempo de concentração inferior a 24 horas.

Assim a metodologia seguida consta de duas etapas uma primeira consiste na transformação das precipitações extremas em deflúvio, e uma segunda etapa consiste na simulação do comportamento do reservatório sujeito a esta afluência

5.2.4.1 - Simulação do Evento Extremo

Os modelos de transformação chuva → deflúvio para a simulação de eventos extremos diferem sensivelmente dos modelos utilizados para geração de séries temporais de vazões

Em primeiro lugar o intervalo de tempo da simulação deve ser o suficientemente pequeno como para permitir refletir o pico da cheia gerada pelo evento extremo. Por outro lado, o processo de infiltração de água no solo é simulado mediante métodos que se limitam a separar a parcela infiltrada da água disponível para escoamento direto

O modelo matemático utilizado para este estudo foi o HEC - 1, e as rotinas empregadas foram as seguintes.

► Composição do hietograma de chuvas intensas.

O critério seguido para a composição deste hietograma foi o seguinte:

- o menor intervalo de tempo com estimativa de chuvas intensas compõe a parte central do hietograma, os valores de intensidade são calculados de forma tal que seja possível encontrar para cada intervalo de tempo uma intensidade de chuva igual à calculada como máxima para aquela duração e para um dado período de retorno, este procedimento encontra-se incorporado ao modelo HEC-1, o Anexo 1 apresenta as saídas deste modelo com os hietogramas utilizados para cada simulação,
- separação do escoamento mediante o método TR-55 do SCS,

conhecido também como Método do Número de Curva de Perdas ou "Curve Number"

Com base no zoneamento de solos realizado durante PERH se procedeu à identificação dos valores de CN correspondentes, a Tabela 5.5 apresenta os tipos hidrológicos de solos que ocorrem na bacia contribuinte e os valores de CN selecionados

Tabela 5.5 – Tipo e Usos de Solo na Bacia Hidrográfica do Açude Faé

Tipo de solo	Area		CN
	km ²	%	
B	123,5	40,0	75
C	141,5	45,8	78
D	44,0	14,2	79
(B+C+D)	309,0	100,0	77

► Simulação do escoamento na bacia e nos canais principais mediante a metodologia da onda cinemática.

A bacia hidrográfica em estudo foi subdividida em 15 sub-bacias. Os valores de declividade das áreas de escoamento não hierarquizado (denominadas "overlands") e dos canais naturais foram estimados mediante análise da cartografia disponível (cartas em escala 1:100 000), a Tabela 5.6 apresenta os fatores geométricos correspondentes a cada sub-bacia simulada. Os valores de rugosidade para canais naturais e para "overlands" foram estimados a partir de análise das condições locais e valores disponíveis na bibliografia.

Os hidrogramas efluentes das respectivas sub-bacias foram compostos mediante adição segundo a topologia da rede hidrográfica. A Figura 5.2 apresenta a distribuição das sub-bacias e a sequência de adição de hidrogramas.

Tabela 5.6 – Fatores geométricos, declividades e rugosidades nas diferentes sub-bacias

Sub-bacia	Área	Comp do talvegue (m)	declividade (m/m)	Coef "n" de Manning	Overland esquerdo				Overland direito			
					Comprimento do overland (m)	declividade (m/m)	Coef "n" de Manning	Porcentagem da sub-bacia	Comprimento do overland (m)	declividade (m/m)	Coef "n" de Manning	Porcentagem da sub-bacia
sub1	37,5	8800	0,0026	0,04	3490	0,06	0,15	82,0%	770	0,026	0,15	18,0%
sub2	25,4	14000	0,0027	0,04	1330	0,03	0,15	74,0%	480	0,080	0,15	26,0%
sub3	20,7	11000	0,0049	0,04	1230	0,03	0,15	66,0%	650	0,060	0,15	34,0%
sub4	24,6	13800	0,0050	0,04	1040	0,04	0,15	58,0%	740	0,070	0,15	42,0%
sub5	21,4	11300	0,0050	0,04	620	0,05	0,15	33,0%	1270	0,020	0,15	67,0%
sub6	24,8	5800	0,0150	0,04	2020	0,05	0,15	47,0%	2250	0,018	0,15	53,0%
sub7	13	12000	0,0020	0,04	500	0,06	0,15	46,0%	580	0,050	0,15	54,0%
sub8	16,2	7700	0,0060	0,04	1120	0,02	0,15	53,0%	980	0,020	0,15	47,0%
sub9	36,1	10000	0,0026	0,04	1820	0,02	0,15	50,0%	1790	0,007	0,15	50,0%
sub10	19,5	6200	0,0070	0,04	990	0,02	0,15	32,0%	2150	0,007	0,15	68,0%
sub12	13,2	7200	0,0030	0,04	1230	0,02	0,15	67,0%	610	0,049	0,15	33,0%
sub14	19,5	11000	0,0050	0,04	720	0,02	0,15	41,0%	1050	0,049	0,15	59,0%
sub15	14,2	7000	0,0060	0,04	990	0,03	0,15	49,0%	1030	0,030	0,15	51,0%
sub16	14,6	4500	0,0090	0,04	1640	0,02	0,15	51,0%	1600	0,025	0,15	49,0%
sub17	8,76	5200	0,0130	0,04	670	0,03	0,15	40,0%	1020	0,020	0,15	60,0%

5000

000041



5 2 4 2 - Simulação da Propagação da Cheia pelo Reservatório pelo Método de Pulz

O amortecimento e retardo da onda de cheia no reservatório foi simulado pelo tradicional método de Pulz, os estudos geotécnicos recomendaram a adoção de um vertedouro escavado em rocha, para o qual foi adotado um coeficiente de vertedouro de 1,4 e um expoente da equação de fluxo através do sangradouro de 1,5

Inicialmente foram pesquisadas várias larguras do sangradouro, entre 50 m e 80 m, as elevadas lâminas de sangria observadas levaram à manutenção da largura máxima admissível (80 m), indicada pelos Estudos Geotécnicos A Tabela 5 7 apresenta um resumo destes resultados para ambas alternativas.

Um resumo dos resultados obtidos para ambos reservatórios é apresentado na Tabela 5 8

Tabela 5.7 – Resumo dos Resultados de Cotas de Sangria para Ambas Alternativas

		TR = 1 000						
	cota / largura do vertedouro	50	55	60	65	70	75	80
Alternativa 1	241	244,36	244,26	244,18	244,10	244,02	243,95	243,88
	240	242,97	242,89	242,82	242,75	242,69	242,63	242,57
Alternativa 2	241	243,79	243,72	243,65	243,59	243,53	243,48	243,43
	242	244,63	244,57	244,51	244,45	244,40	244,35	244,31
		TR = 10 000						
	cota / largura do vertedouro	50	55	60	65	70	75	80
Alternativa 1	241	244,98	244,86	244,75	244,65	244,57	244,48	244,41
	240	243,48	243,39	243,31	243,23	243,17	243,10	243,04
Alternativa 2	241	244,28	244,20	244,13	244,06	244,00	243,94	243,88
	242	245,11	245,04	244,97	244,90	244,84	244,79	244,73

Tabela 5.8 – Resumo dos Resultados de Cotas de Sangria Obtidos para Ambos Reservatórios

		Período de retorno					
		cota	largura do sangradouro (m)	100	500	1000	10000
Alternativa 1	Faé	238	80	240,59	241,07	241,26	241,84
		239	80	241,47	241,97	242,13	242,68
		240	80	242,36	242,81	243,00	243,53
		241	80	243,27	243,70	243,88	244,41
	Angicos	242	60	gaigou	gaigou	gaigou	gaigou
Alternativa 2	Faé	240	80	242,05	242,41	242,57	243,04
		241	80	242,94	243,28	243,43	243,88
		242	80	243,83	244,17	244,31	244,73

As Tabelas 5 9 a 5 11 apresentam os valores de pico das vazões afluente e efluentes para as cotas de sangradouro estudadas no caso da alternativa 2

Tabela 5 9 - Picos de vazões afluente e efluentes (cota 240)

Largura do Sang	vazões da Barragem Faé				cota
	T R =100	T R =500	T R =1000	T R =10000	240
-	778,32	1014,52	1121,69	1447,32	inflow
50	254,77	325,65	358,37	454,58	o u f l o w
55	268,64	343,51	378,54	480,99	
60	281,56	360,47	397,33	506,24	
65	294,31	376,80	415,06	529,78	
70	306,52	392,54	431,67	552,23	
75	318,09	407,20	447,90	573,61	
80	329,07	421,39	463,53	594,83	

Tabela 5 10 - Picos de vazões afluente e efluentes (cota 241)

Largura do Sang	vazões da Barragem Faé				cota
	T R =100	T R =500	T R =1000	T R =10000	241
-	778,32	1014,52	1129,69	1447,32	inflow
50	231,93	296,62	326,82	416,91	o u f l o w
55	245,36	302,81	345,48	441,95	
60	258,03	329,98	362,93	465,71	
65	270,07	345,43	379,71	488,04	
70	281,47	360,08	396,00	509,64	
75	291,98	373,81	411,69	529,55	
80	301,89	387,13	426,39	548,68	

Tabela 5 11 - Picos de vazões afluente e efluentes (cota 242)

Largura do Sang	vazões da Barragem Faé				cota
	T R =100	T R =500	T R =1000	T R =10000	242
-	778,32	1014,52	1121,69	1447,32	inflow
50	212,90	272,20	299,38	384,02	o u f l o w
55	225,56	287,97	317,11	407,69	
60	237,60	303,40	333,84	429,88	
65	248,51	318,07	349,62	450,35	
70	258,76	331,94	364,64	469,93	
75	268,58	345,23	379,66	488,33	
80	277,76	357,93	393,73	506,54	

6 – CONCLUSÕES

6 – CONCLUSÕES

A implementação da metodologia descrita para os períodos de retorno de 100, 500, 1 000 e 10 000 anos leva às seguintes conclusões:

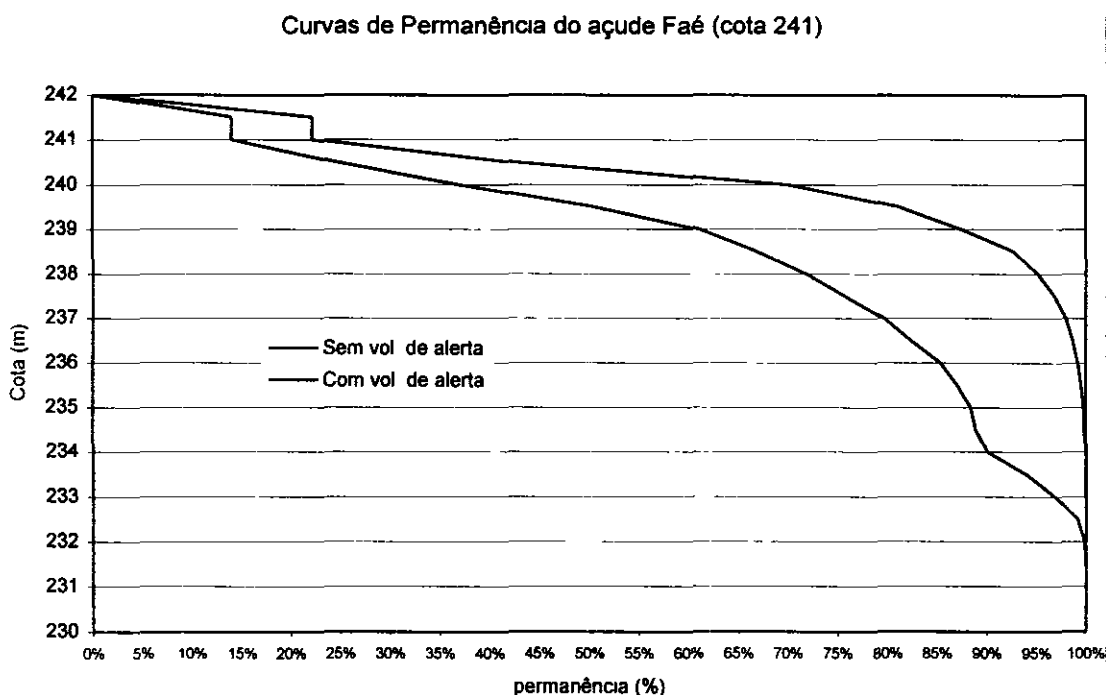
- 1- A alternativa 1, isto é, a construção da barragem Faé com cota que não interfira no espelho d'água do açude Angicos apresenta-se desfavorável pelos seguintes motivos
 - o rendimento do açude Faé, sob esta hipótese, apresentaria valores muito baixos quando submetido a uma operação do tipo “Q90 + volume de alerta” (entre 20-30 l/s para as diferentes cotas de soleira analisadas), inclusive insuficientes para o abastecimento de Quixelô, principal objetivo da construção do açude,
 - o açude Angicos não apresenta níveis de segurança apropriados, sendo constatado durante o estudo que, mesmo para a cheia de projeto de 100 anos de recorrência, o corpo do maciço seria galgado facilmente pela cheia;
 - os problemas de inundação do povoado de Santo Antônio ocorrem com grande frequência em decorrência da dificuldade do sangradouro do açude Angicos para evacuar as cheias

- 2- A alternativa 2, isto é, a construção do açude Faé conformando um único espelho d'água e conseqüentemente a desativação do atual açude Angicos apresenta as seguintes vantagens
 - o rendimento do açude Faé, sob esta hipótese, apresentaria valores compatíveis com as demandas de abastecimento da sede do município de Quixelô, quando submetido a uma operação do tipo “Q90 + volume de alerta” (entre 60 - 100 l/s para as cotas de soleira mais favoráveis),
 - o açude Angicos seria desativado mediante o aprofundamento de seu sangradouro ou pela abertura de uma brecha em seu maciço; isto elevaria de forma considerável os níveis de segurança, pois o açude Faé seria projetado de modo tal que permitisse a passagem de uma cheia de recorrência de 10 000 anos sem galgar o corpo da barragem,
 - quanto aos problemas de inundação do povoado de Santo Antônio, principal condicionante para a definição das dimensões do reservatório, uma minuciosa análise identificou que, para as condições de uma barragem com cota de soleira do vertedouro de 241m, o povoado não é atingido pela cheia milenar e a área de preservação permanente sujeita à desapropriação (cota da soleira do sangradouro + 100m horizontais) não atinge as moradias do povoado. A Figura 6.1 apresenta a planialtimetria da área do povoado de Santo Antônio identificando a área atingida pela cota máxima da cheia milenar e a área a ser desapropriada destinada à preservação ambiental

Visto os argumentos expostos acima optou-se pela Alternativa 2 na cota 241 m para a construção do açude Faé. “A posteriori” procedeu-se a um estudo de permanência de cotas, vista a necessidade manter a situação atual de abastecimento da população de Santo Antônio que capta água nas vazantes do existente reservatório de Angicos Utilizou-se para isso as cotas calculadas mês a mês da simulação da operação do reservatório para o cálculo das vazões regularizáveis com 90% de garantia, com e sem a adoção de volume de alerta.

O tratamento das cotas resultou nas duas curvas de permanência apresentadas na Figura 6.2, onde se percebe que o açude Faé permanecerá, quando apropriadamente operado, entre 60 a 90% do tempo com níveis superiores à cota 239 m, o que garante a manutenção da vizinhança da fonte hídrica para o povoado de Santo Antônio

Figura 6.2 – Curvas de Permanência do Açude Faé com Soleira do Sangradouro na Cota 241 m



Para a alternativa selecionada, cota da soleira do sangradouro 241m, com 80m de largura são apresentados nas figuras 6.3 a 6.6 os hidrogramas de entrada e saída de fluxo no Açude Faé para os períodos de retorno 100, 500, 1 000 e 10 000 anos. Pode-se observar nestes hidrogramas o acentuado efeito de retardamento da onda de cheia pelo reservatório

A seguir é apresentado, na Tabela 6.1, um resumo geral das características hidráulicas da alternativa selecionada para a construção do açude Faé

Figura 6 3 - Hidrogramas da Barragem Faé para opção de sangradouro seleccionada (cota da soleira=241,0m, largura=80,0m) - TR = 100 anos

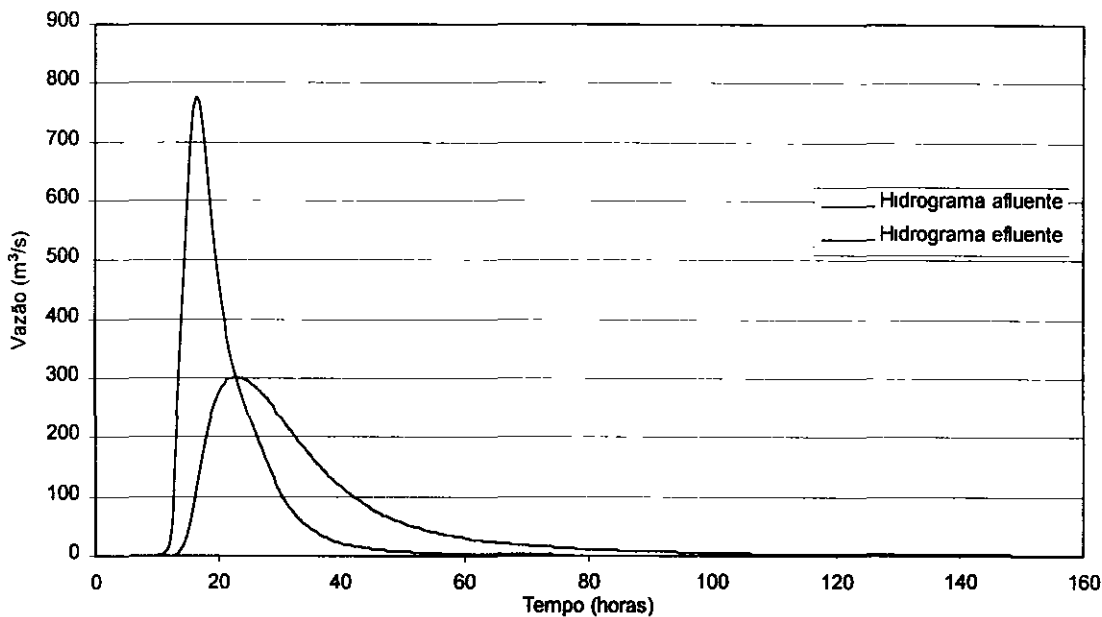


Figura 6 4 - Hidrogramas da Barragem Faé para opção de sangradouro seleccionada (cota da soleira=241,0m, largura=80,0m) - TR = 500 anos

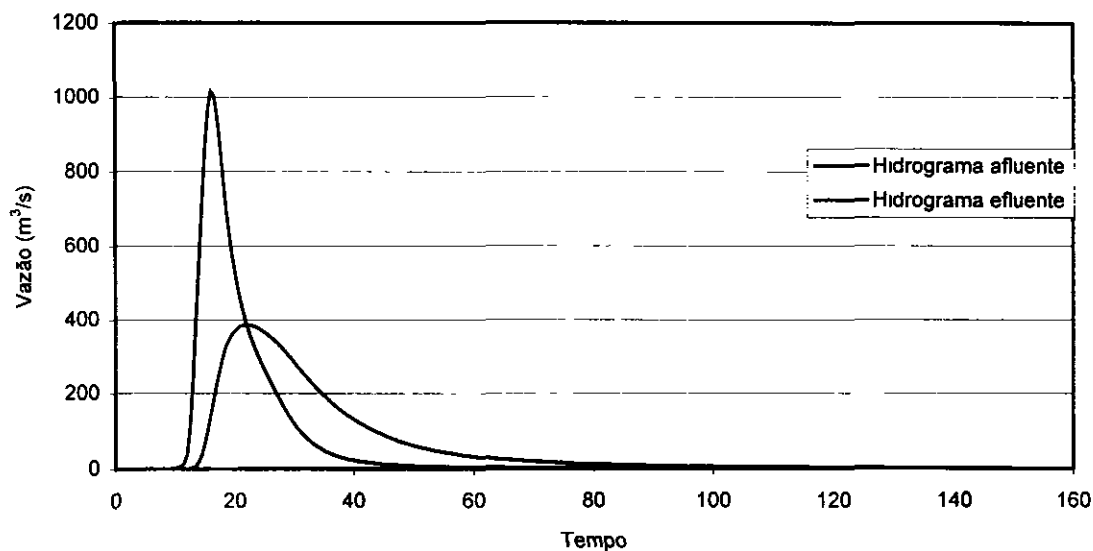


Figura 6 5 - Hidrogramas da Barragem Faé para opção de sangradouro seleccionada (cota da soleira=241,0m, largura=80,0m) - TR = 1 000 anos

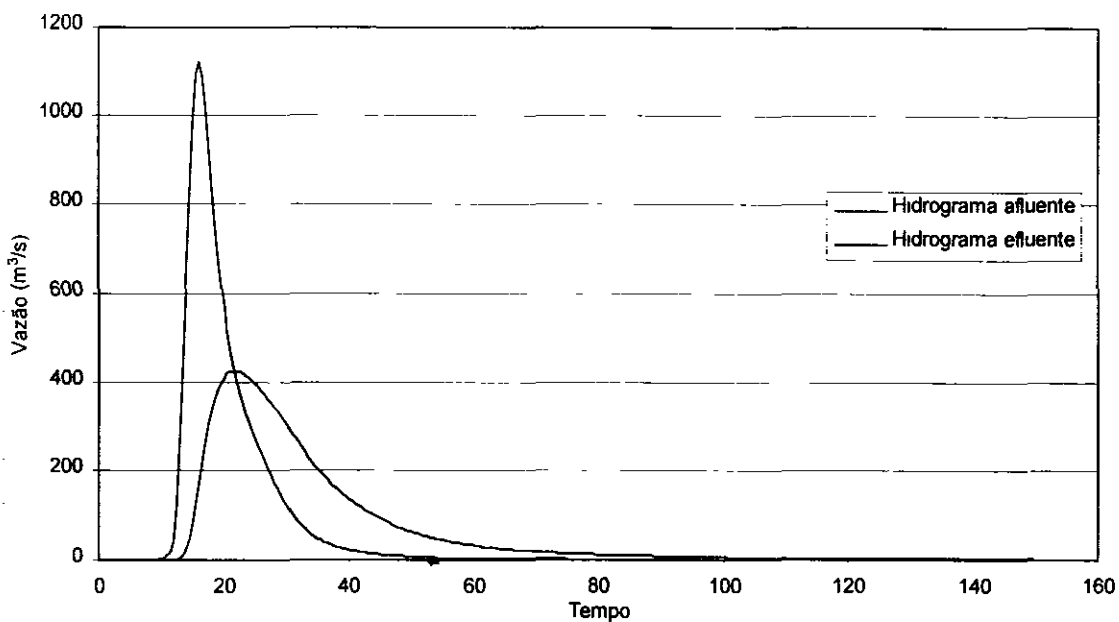


Figura 6 6 - Hidrogramas da Barragem Faé para opção de sangradouro seleccionada (cota da soleira=241,0m, largura=80,0m) - TR = 10 000 anos

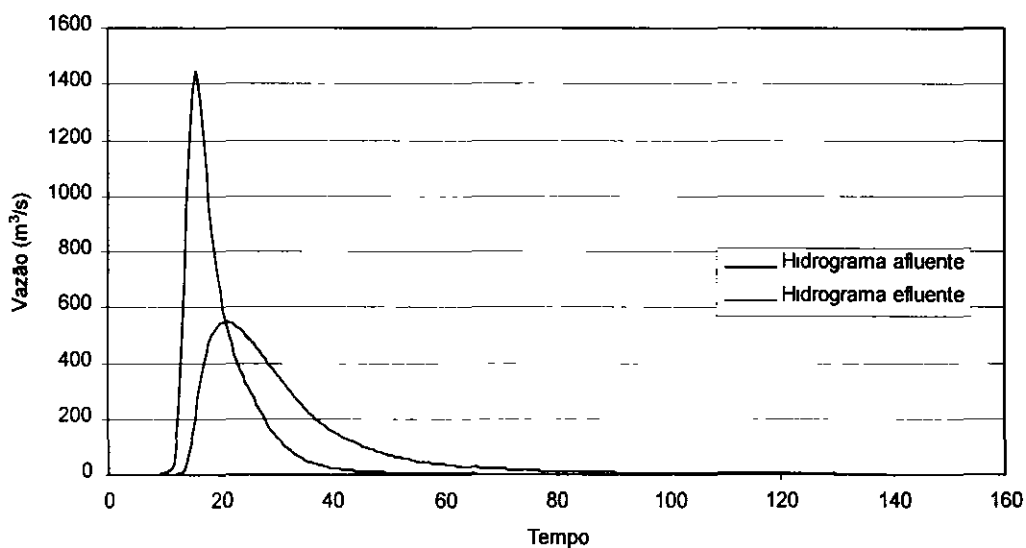


Tabela 6.1 - Resumo Geral das Características Hidráulicas da Alternativa Seleccionada para a Construção do Açude Faé.

Area bacia hidrográfica (km ²)	309
Area bacia hidráulica (ha)	572,39
Volume máximo de Acumulação (hm ³)	23,37
Cota do sangradouro (m)	241
Largura do sangradouro (m)	80
Vazão regularizada com 90% de garantia (l/s)	293
Vol Afluente médio anual (Hm ³)	23,86
Vazão média (l/s)	756
Vazões de cheia (m ³ /s)	
TR=1 000 anos (pef =120 9mm)	1 129,69
TR=10 000 anos (pef =146 2mm)	1 447,32
Capacidade do sangradouro (m ³ /s)	
TR=1 000 anos (carga: 2,43m)	426,39
TR=10.000 anos (carga: 2,88m)	548,68
Borda livre normal	3,70
Borda livre extrema	1,27