

MÓDULO III PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM MARANGUAPE I

VOLUME 1 – ESTUDOS BÁSICOS

TOMO 2 – ESTUDOS HIDROLÓGICOS

Rev.	Data	Descrição	Por	Ver.	Apr.	Aut.
0	Dez/01	Apresentação – Edição Preliminar	CONSÓRCIO	TAC	NKT	NKT
a	Fev/02	Complementações de acordo com solicitações da SRH	CONSÓRCIO	TAC	NKT	NKT
b	Mar/02	Apresentação – Edição Definitiva	CONSÓRCIO	TAD	NKT	NKT

ÍNDICE

ÍNDICE

<u>APRESENTAÇÃO</u>	5
<u>1 - INTRODUÇÃO</u>	11
<u>2 - LOCALIZAÇÃO E ACESSO</u>	13
<u>3 - CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA BACIA HIDROGRÁFICA</u>	16
<u>3.1 - ÍNDICES DE FORMA DA BACIA</u>	17
<u>3.2 - SOLOS E COBERTURA VEGETAL</u>	18
<u>4 - ESTUDOS HIDROCLIMATOLÓGICOS</u>	22
<u>4.1 - TEMPERATURA</u>	23
<u>4.2 - UMIDADE RELATIVA</u>	25
<u>4.3 - INSOLAÇÃO MÉDIA</u>	26
<u>4.4 - VENTOS</u>	27
<u>4.5 - EVAPORAÇÃO MÉDIA</u>	27
<u>4.6 - EVAPOTRANSPIRAÇÃO</u>	29
<u>4.7 - BALANÇO HÍDRICO</u>	29
<u>4.8 - CLASSIFICAÇÃO DO CLIMA</u>	31
<u>4.8.1 - Classificação segundo Köppen</u>	31
<u>4.8.2 - Classificação segundo Thornthwaite</u>	31
<u>5 - ESTUDOS PLUVIOMÉTRICOS</u>	32
<u>5.1 - DADOS UTILIZADOS</u>	33
<u>5.2 - CARACTERIZAÇÃO DO REGIME PLUVIOMÉTRICO</u>	34
<u>5.2.1 - Nível Anual</u>	34
<u>5.2.2 - Nível Mensal</u>	36
<u>5.2.3 - Nível Diário</u>	36
<u>5.2.4 - Chuvas Intensas</u>	37
<u>6 - ESTUDOS DE CHEIAS</u>	40
<u>6.1 - INTRODUÇÃO</u>	41
<u>6.2 - METODOLOGIA</u>	41
<u>6.2.1 - Precipitação</u>	42

<u>6.2.2 - Precipitação Efetiva</u>	43
<u>6.2.3 - Hidrograma Unitário - SCS</u>	45
<u>7 - CURVAS DE REGULAÇÃO DO RESERVATÓRIO</u>	48
<u>7.1 - INTRODUÇÃO</u>	49
<u>7.2 - METODOLOGIA</u>	49
<u>7.3 - RESULTADOS</u>	51
<u>8 - DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO</u>	54
<u>8.1 - INTRODUÇÃO</u>	55
<u>8.2 - ESTUDOS HIDROLÓGICOS E LIMITANTES TOPOGRÁFICOS</u>	55
<u>8.3 - ANÁLISE ECONÔMICA</u>	55
<u>8.4 - ESCOLHA DA CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO - ANÁLISE HIDROLÓGICO-ECONÔMICA</u>	56
<u>9 - DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO</u>	57
<u>9.1 - PROPAGAÇÃO DA CHEIA NO RESERVATÓRIO</u>	58
<u>9.2 - RESULTADOS</u>	59
<u>10 - ESTUDOS ADICIONAIS</u>	63
<u>10.1 - INTRODUÇÃO</u>	64
<u>10.2 - PROBABILIDADES DE ENCHIMENTO E Esvaziamento - EQUILÍBRIO</u> ..	64
<u>10.3 - ASSOREAMENTO DO AÇUDE MARANGUAPE I</u>	65

APRESENTAÇÃO

APRESENTAÇÃO

Os serviços executados pelo Consórcio JP ENGENHARIA – AGUASOLOS – ESC/TE, no âmbito do Contrato nº 005/PROGERIRH-PILOTO/CE/SRH/2001, assinado em 22/03/2001 com a Secretaria dos Recursos Hídricos do Estado do Ceará (SRH-CE), tem como objeto a Elaboração dos Estudos de Viabilidade Técnica, Ambientais e Econômicas, EIAS-RIMAS, Projetos Executivos, Levantamentos Cadastrais e Planos de Reassentamentos de Populações, Manuais de Operação e Manutenção e Avaliações Financeira e Econômica, referentes às Barragens GAMELEIRA, TRAIRI, JENIPAPEIRO, MARANGUAPE I e MARANGUAPE II e Aduadoras de ITAPIPOCA, TRAIRI, IPAUMIRIM/BAIXIO/UMARI e MARANGUAPE/SAPUPARA/URUCARÁ/LADEIRA GRANDE.

Os estudos desenvolvidos, em atendimento aos Termos de Referência, são constituídos por atividades multidisciplinares que permitem a elaboração de relatórios específicos organizados em Módulos, Volumes e Tomos. As partes e tomos que compõem o acervo do contrato são os apresentados na seqüência:

Módulo I – Estudos de Alternativas de Localização das Barragens e Aduadoras

VOLUME I – Estudo de Alternativas e Opções para a Localização dos Eixos Barráveis e Aduadoras

Módulo II – Estudos dos Impactos no Meio Ambiente

VOLUME I – Estudos Básicos e Diagnóstico

Tomo 1 – Estudos Básicos

Tomo 2 – Diagnóstico Ambiental

VOLUME II – EIA/RIMA

Tomo 1 – Relatório Preliminar dos Estudos Ambientais

Tomo 2 – Relatório Final EIA/RIMA

Módulo III – Projeto Executivo das Barragens

VOLUME I – Estudos Básicos

Tomo 1 – Relatório Geral

Tomo 2 – Estudos Hidrológicos

Tomo 3 – Estudos Cartográficos

Tomo 4 – Estudos Topográficos

Tomo 5 – Estudos Geológicos e Geotécnicos

VOLUME II – Anteprojeto

Tomo 1 – Relatório de Concepção Geral

Tomo 2 – Plantas

VOLUME III – Detalhamento do Projeto Executivo

- Tomo 1 – Memorial Descritivo do Projeto
- Tomo 2 – Memória de Cálculo
- Tomo 3 – Especificações Técnicas
- Tomo 4 – Quantitativos e Orçamentos
- Tomo 5 – Síntese
- Tomo 6 – Plantas

Módulo IV – Levantamento Cadastral e Plano de Reassentamento

VOLUME I – Levantamento Cadastral

- Tomo 1 – Relatório Geral
- Tomo 2 – Laudos Individuais de Avaliação
- Tomo 3 – Levantamentos Topográficos

VOLUME II – Plano de Reassentamento

- Tomo 1 – Diagnóstico
- Tomo 2 – Programação das Ações
- Tomo 3 – Detalhamento do Plano de Reassentamento
- Tomo 4 – Relatório Final do Reassentamento

Módulo V – Projeto Executivo das Adustras

VOLUME I – Estudos Básicos

- Tomo 1 – Levantamentos Topográficos
- Tomo 2 – Investigações Geotécnicas

VOLUME II – Anteprojeto

VOLUME III – Detalhamento do Projeto Executivo

- Tomo 1 – Memorial Descritivo
- Tomo 2 – Memória de Cálculo
- Tomo 3 – Quantitativos e Orçamentos
- Tomo 4 – Especificações Técnicas e Normas de Medição e Pagamento
- Tomo 5 – Plantas

Módulo VI – Elaboração dos Manuais de Operação e Manutenção

VOLUME 1 – Manuais de Operação e Manutenção

Módulo VII – Avaliação Financeira e Econômica do Projeto

VOLUME 1 – Relatório de Avaliação Financeira e Econômica do Projeto

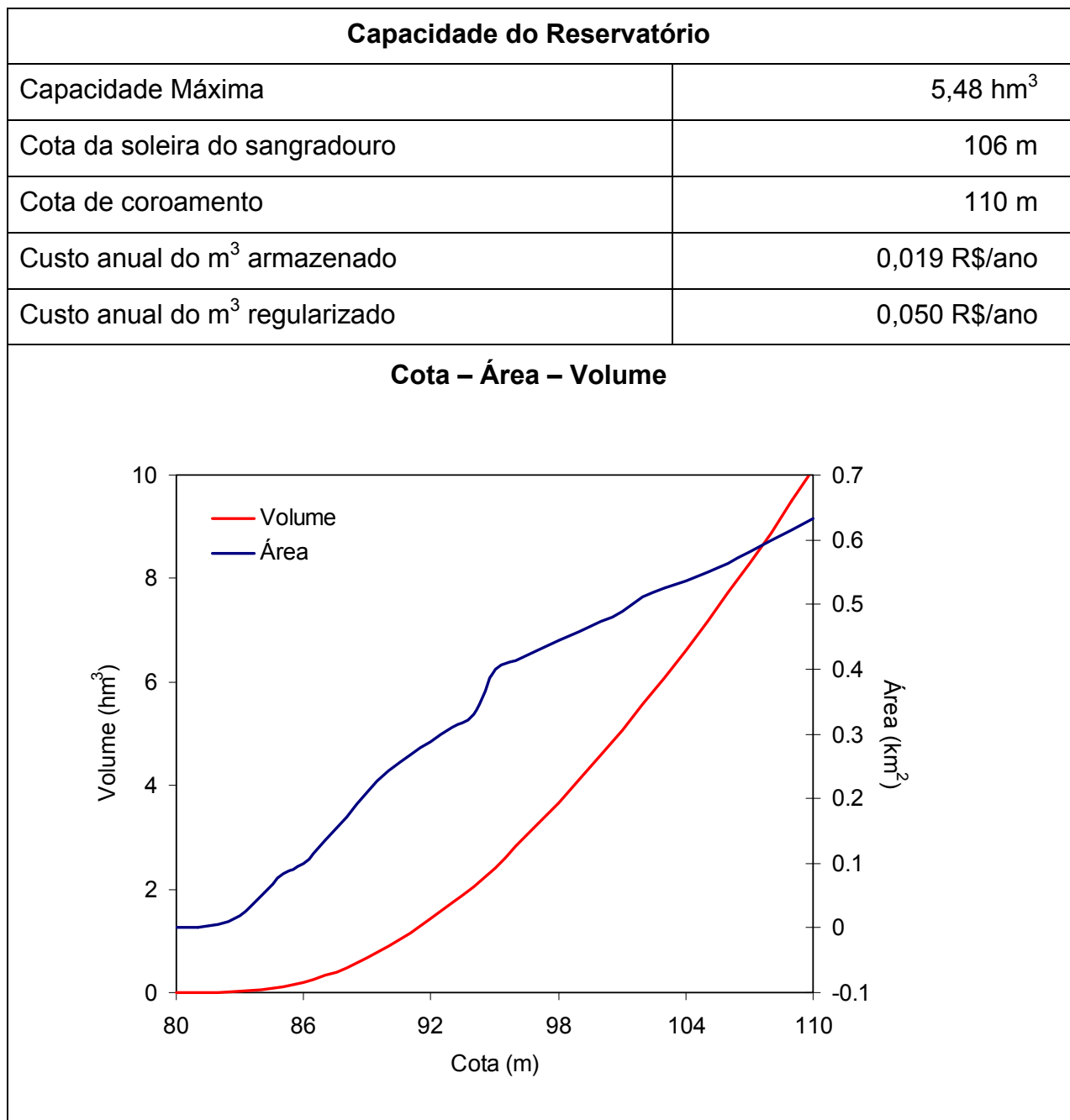
O presente relatório é nomeado como Volume I – Estudos Básicos, Tomo 2 – Estudos Hidrológicos, e é parte integrante do Módulo III.

SUMÁRIO TÉCNICO DOS ESTUDOS HIDROLÓGICOS

Caracterização da Bacia	
Área da bacia do Açude Maranguape I	15,86 km ²
Perímetro da bacia do Açude Maranguape I	18,17 km
Declividade média da bacia do Açude Maranguape I	68,67 m/km
Comprimento do rio principal	4,5 km
Fator de compacidade	1,29
Fator de forma	0,78
Tempo de concentração	0,60 hrs

Hidroclimatologia	
Pluviometria média anual	1386 mm
Evaporação média anual	1468 mm
Evapotranspiração ootencial (Hargreaves)	1611 mm
Insolação média anual	2694,3 h
Umidade relativa média anual	78,3 %
Temperatura média anual: média das máximas	29,9 °C
Temperatura média anual: média das médias	26,6 °C
Temperatura média anual: média das mínimas	23,5 °C
Classificação climática segundo Köppen	BWx'
Classificação climática segundo Thornthwaite	C2S2A'a'

Estudo de Cheias	
Precipitação efetiva	SCS
Propagação do escoamento na bacia	Hidrograma Unitário do SCS
CN	70
Vazão afluyente – tempo de retorno = 1000 anos	399 m ³ /s
Vazão afluyente – tempo de retorno = 10000 anos	528 m ³ /s



Capacidade de Regularização			
<i>Resolução Direta da Equação do Balanço Hídrico – Cota 106 m</i>			
Regularizado (hm ³ - %)	Sangrado (hm ³ - %)	Evaporado (hm ³ - %)	Qr 90% (m ³ /s)
2,772 – 54,7%	1,852 – 36,53%	0,445 – 8,78%	0,092

Dimensionamento do Sangradouro			
Largura (m)	Q_{out} (m³/s)	Cota (m)	Lâmina (m)
Escavado em Rocha: Cota da Soleira = 106,0 m			
Tr = 1000 anos - Q_{in} = 399 m³/s			
100	195	107,25	1,25
120	212	107,16	1,16
150	232	107,07	1,07
Tr = 10000 anos - Q_{in} = 528 m³/s			
100	280	107,58	1,58
120	300	107,47	1,47
150	326	107,34	1,34
Perfil Creager: Cota da Soleira = 106,0 m			
Tr = 1000 anos - Q_{in} = 399 m³/s			
60	186	107,3	1,3
70	199	107,2	1,2
80	212	107,2	1,2
Tr = 10000 anos - Q_{in} = 528 m³/s			
60	267	107,6	1,6
70	285	107,6	1,6
80	300	107,5	1,5

Estudos Adicionais	
<i>Probabilidade Esvaziamento/Enchimento</i>	
Demanda a partir da qual a probabilidade de esvaziamento é de 100%	7,3 hm ³ /ano
Demanda a partir da qual a probabilidade de enchimento é de 22,2%	7,3 hm ³ /ano
<i>Assoreamento</i>	
Volume final após 100 anos de simulação	6,953 hm ³
% assoreado	10 %
Descarga sólida média	11186 t/ano

1 - INTRODUÇÃO

1 - INTRODUÇÃO

Atendendo ao disposto nos Termos do Contrato N° 005-PROGERIRH/PILOTO/CE/SRH/2001 e seus correspondentes anexos, compostos do Edital de Concorrência SDP N° 05/00-PROGERIR/SRH/CE e a Proposta Técnica e de Preços, referente ao Projeto Executivo da Barragem Maranguape I, no Estado do Ceará, estamos apresentando o presente RELATÓRIO, descrevendo as etapas que foram empreendidas no “Módulo III” do mencionado contrato, inerentes aos Estudos Hidrológicos da Barragem Maranguape I.

Os estudos realizados tiveram como objetivo o conhecimento dos fenômenos hidroclimatológicos da bacia hidrográfica e que são diretamente relacionados com o processo de regularização de vazões.

Este relatório contém os elementos necessários à tomada de decisão sobre o porte da barragem e suas obras complementares, abordando os seguintes tópicos:

- Localização e Acesso
- Caracterização Física da Bacia Hidrográfica
- Caracterização Climática da Bacia Hidrográfica
- Regime Pluviométrico da Bacia Hidrográfica
- Regime Fluvial e o Dimensionamento do Reservatório
- Regime Fluvial Médio
- Emprego de Metodologias
- Dimensionamento do Vertedor

2 - LOCALIZAÇÃO E ACESSO

2 - LOCALIZAÇÃO E ACESSO

Localizado na Região Metropolitana de Fortaleza o município de Maranguape, tem sua posição geográfica definida pelas coordenadas 3°56'28" de latitude Sul e 38°42'18" de longitude Oeste. Com extensão territorial de 672 km², limita-se ao norte com Caucaia e Maracanaú, ao sul com Palmácia e Caridade, a leste com Pacatuba e Guaiuba e a oeste com Pentecoste.

O eixo barrável da Barragem Maranguape I está localizado no Riacho Gereraú a aproximadamente 5,0 km ao Sul da sede do município de Maranguape.

O acesso ao local é feito a partir de Fortaleza, pela CE-065. Ao atingir-se a rotula que deriva para a sede do município, segue-se, ainda, pela CE-065 no sentido Maranguape – Canindé. A cerca de 4,0 km contado da rotula logo antes do pontilhão do Riacho Gereraú existe uma estrada carroçável que leva ao eixo a ser barrado. O percurso nessa estrada é cerca de 2,0 km. A localização do barramento pode ser visto na Figura 2.1 a seguir.

FIGURA 2.1 – A3

3 - CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA BACIA HIDROGRÁFICA

3 - CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA BACIA HIDROGRÁFICA

A bacia do Açude Maranguape I abrange uma área de 15,86 km², um perímetro de 18,17 km, uma declividade de 68,67 m/km e um comprimento do curso principal de 4,5 km. A forma desta bacia pode agora ser caracterizada utilizando estes dados. A forma de uma bacia hidrográfica é importante, pois afeta o tempo de concentração, ou seja, o tempo do início da precipitação para que toda a bacia contribua no seu exutório, podendo assim servir como um indicativo de tendência para enchentes de uma bacia. Bacias pequenas variam muito de formato, dependendo da estrutura geológica da região.

3.1 - ÍNDICES DE FORMA DA BACIA

A forma superficial de uma bacia hidrográfica está diretamente ligada à sua aptidão para formar ondas de cheias.

Vários índices podem ser utilizados para determinar a forma de bacias, procurando-a relacioná-la com formas geométricas conhecidas. O fator de compacidade a relaciona com o círculo, enquanto que o fator de forma com o retângulo.

Assim, a bacia do açude Maranguape I pode ser caracterizada por estes índices calculados da seguinte forma:

$$k_c = \frac{P}{\frac{2\pi\sqrt{A}}{\sqrt{\pi}}} \quad \text{Fator de compacidade}$$

$$k_f = \frac{A}{L^2} \quad \text{Fator de forma}$$

onde A é a área, P o perímetro e L o comprimento do curso principal da bacia de interesse. Para a bacia do açude Maranguape I, tem-se que A=15,86 km², P=18,17 km e L=4,5 km, o que resulta em um fator de forma (k_f) de 0,78 e um fator de compacidade (k_c) de 1,29.

Um fator de compacidade próximo a 1 corresponderia a uma bacia circular, e, se outros fatores forem iguais, uma bacia com este índice próximo a 1 teria uma tendência mais acentuada a maiores enchentes. O fator de compacidade da bacia do Maranguape I é relativamente próximo a 1, o que indica uma bacia propensa a enchentes rápidas, se comparada com bacias semelhantes com forma mais alongada.

Um fator de forma baixo indica que uma bacia é menos sujeita a enchentes que outra de mesmo tamanho porém com maior fator de forma. Isso se deve ao fato de que

uma bacia estreita e longa, com baixo k_c , há menos possibilidade de ocorrência de chuvas intensas cobrindo simultaneamente toda sua extensão, além de se afastar da condição de bacia circular onde os tributários do curso principal contribuem em um único ponto. A Figura 3.1, mostra a altimetria da bacia do Açude Maranguape I.

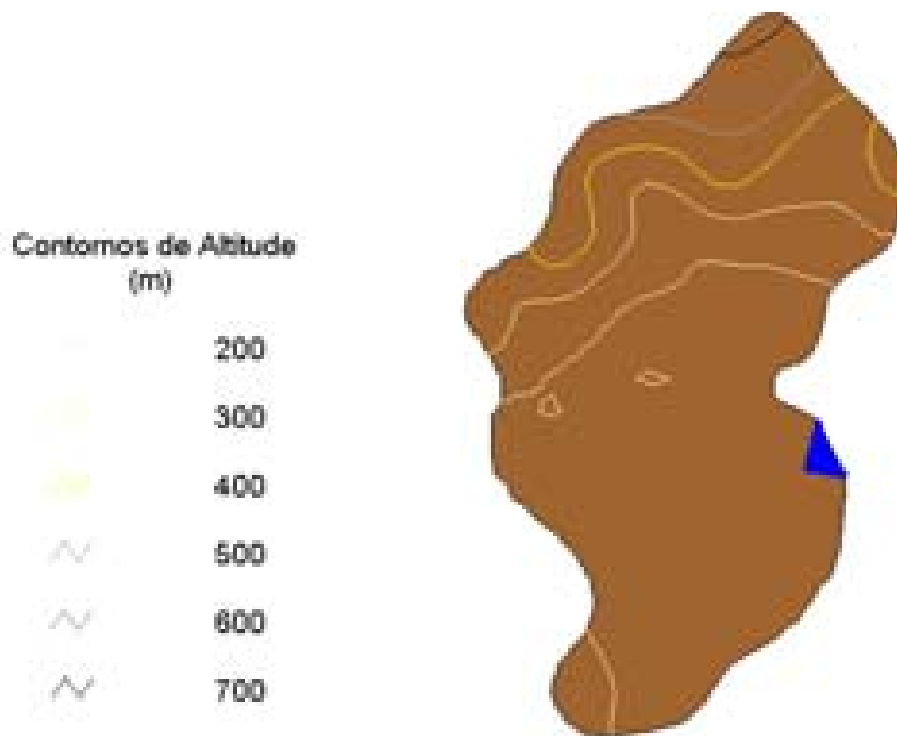


Figura 3.1. Bacia do Açude Maranguape I.

3.2 - SOLOS E COBERTURA VEGETAL

As definições de solos e cobertura vegetal da área em estudo constituem elementos importantes na formação do regime de escoamento superficial. A cobertura vegetal representa o primeiro obstáculo encontrado pela precipitação e tem papel importante na interceptação e na evapotranspiração. Os solos através da sua capacidade de infiltração, capacidade de retenção de água próximo à superfície e da presença de depressões evaporativas, definem os movimentos das águas que ultrapassaram a cobertura vegetal.

A bacia do Açude Maranguape I tem predominantemente solos Podzólico Vermelho Amarelo Eutrófico - PE3 e Bruno não Cálcico - NC8 (ver Figura 3.2), o que associado com o relevo da bacia resulta em solos com baixa capacidade de drenagem (Figura 3.3). A vegetação predominante é a Caatinga Arbustiva Densa (Figura 3.4) e o principal uso é a Agricultura [Horticultura] e remanescentes florestais (Figura 3.5). O Quadro 3.1 apresenta os tipos de solo, grupos hidrológicos de solos, vegetação e uso do solo, e as áreas de cada classe e sua respectiva percentagem.

Quadro 3.1 – Análise temática para a bacia do Açude Maranguape I.

Temas	Área (km ²)	%
Solos		
NC8	2,96	0,19
PE3	12,90	0,81
Grupo Hidrológico de Solos		
CD	2,96	0,19
D	12,90	0,81
Vegetação		
Caatinga Arbustiva Densa	15,23	0,96
Floresta Subcaducifólia Tropical Fluvial (Mata Seca)	0,63	0,04
Uso do Solo		
Agricultura (Culturas Anuais, Temporárias e Permanentes)	4,05	0,26
Agricultura (Horticultura) e Remanescentes Florestais	11,81	0,74

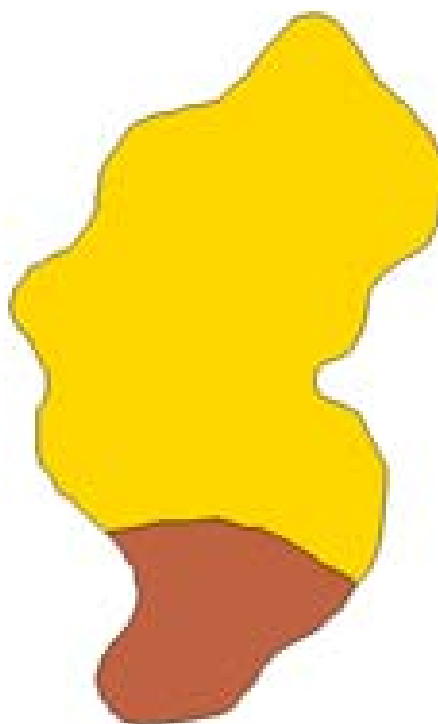


Figura 3.2. Solos da Bacia do Açude Maranguape I (Fonte: FUNCEME).



Figura 3.3. Grupos Hidrológicos de Solos da Bacia do Açude Maranguape I (Fonte: FUNCEME).



Figura 3.4. Vegetação da Bacia do Açude Maranguape I (Fonte: FUNCEME).



Figura 3.5. Uso e Ocupação do Solo da Bacia do Açude Maranguape I (Fonte: FUNCEME).

4 - ESTUDOS HIDROCLIMATOLÓGICOS

4 – ESTUDOS HIDROCLIMATOLÓGICOS

A abordagem da climatologia aqui desenvolvida visa dar subsídios as etapas subsequentes dos estudos realizados na bacia do Maranguape I, principalmente aquelas relacionadas ao aproveitamento dos seus recursos hídricos.

A bacia hidrográfica estudada drena uma área de 15,86 km² no local a ser barrado. A referida bacia não tem estação hidroclimatológica localizada em seus domínios, sendo por isso utilizada como estação representativa a de Fortaleza, com denominação homônima de sua localidade (INEMET, 1991)¹. Os principais parâmetros são:

4.1 - TEMPERATURA

A distribuição temporal das temperaturas diárias mostra pequenas variações para os três pontos discretos de monitoramento (12:00; 18:00 e 24:00 TMG - Tempo Médio de Greenwich), sendo tais flutuações processadas, sob uma visão contínua no tempo, com pequenos gradientes.

A temperatura média compensada é obtida por ponderação entre as temperaturas observadas nas estações meteorológicas T_{12} e T_{24} TMG, T_{MAX} e T_{MIN} do dia, pela seguinte fórmula estabelecida pela OMM (Organização Meteorológica Mundial) :

$$T_{comp} = \frac{T_{12} + 2.T_{24} + T_{MAX} + T_{MIN}}{5}$$

onde,

T_{comp} - Temperatura média compensada

T_{12} - Temperatura observada às 12:00 TMG

T_{24} - Temperatura observada às 24:00 TMG

T_{MAX} - Temperatura máxima do dia

T_{MIN} - Temperatura mínima do dia

¹INEMET, 1991. INVENTÁRIO DE ESTAÇÕES HIDROCLIMATOLÓGICAS.

A temperatura compensada apresenta uma pequena variação de 1,6 °C, isso para os meses de julho (25,7 °C), dezembro e janeiro (27,3 °C). As médias máximas e mínimas extremas ocorrem respectivamente nos meses de novembro e dezembro (30,7 °C) e junho (22,1 °C), conforme se observa no Quadro 2.1 e Figura 2.1.

Quadro 2.1 - Temperaturas Máximas, Mínimas e Compensadas (°C) na estação de Fortaleza

Média	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	ANO
Máxima	30,5	30,1	29,7	29,7	29,1	29,6	29,5	29,1	29,2	30,5	30,7	30,7	29,9
Comp.	27,3	26,7	26,3	26,5	26,3	25,9	25,7	26,1	26,6	27,0	27,2	27,3	26,6
Mínima	24,7	23,2	23,8	23,4	23,4	22,1	21,8	22,8	23,4	24,5	24,4	24,6	23,5

FONTE: INEMET (1991)²

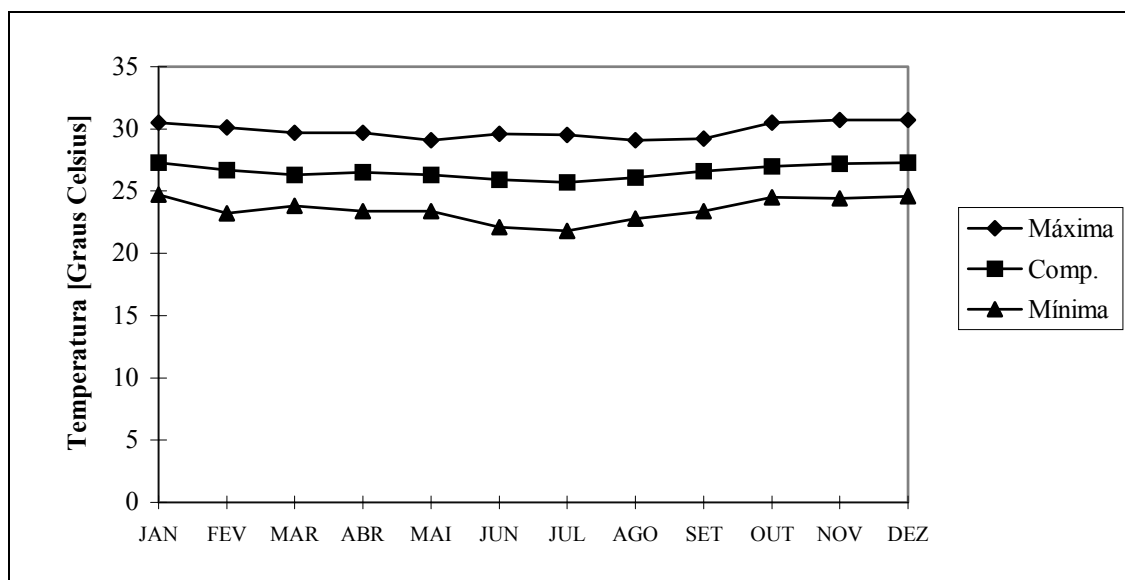


Figura 2.1-Temperaturas Máximas, Mínimas e Médias Compensadas na estação de Fortaleza

² INEMET, 1992, NORMAIS CLIMATOLÓGICAS (1961-1990), Brasília, Brasil.

4.2 - UMIDADE RELATIVA

A umidade relativa média apresenta uma variação máxima de 12% referente aos meses de abril (85%) e outubro (73%), como se pode verificar no Quadro 2.2 e Figura 2.2.

Quadro 2.2 - Umidade Relativa na estação de Fortaleza

Média	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	ANO
%	78	79	84	85	82	80	80	75	74	73	74	76	78,3

FONTE: INEMET (1991)³

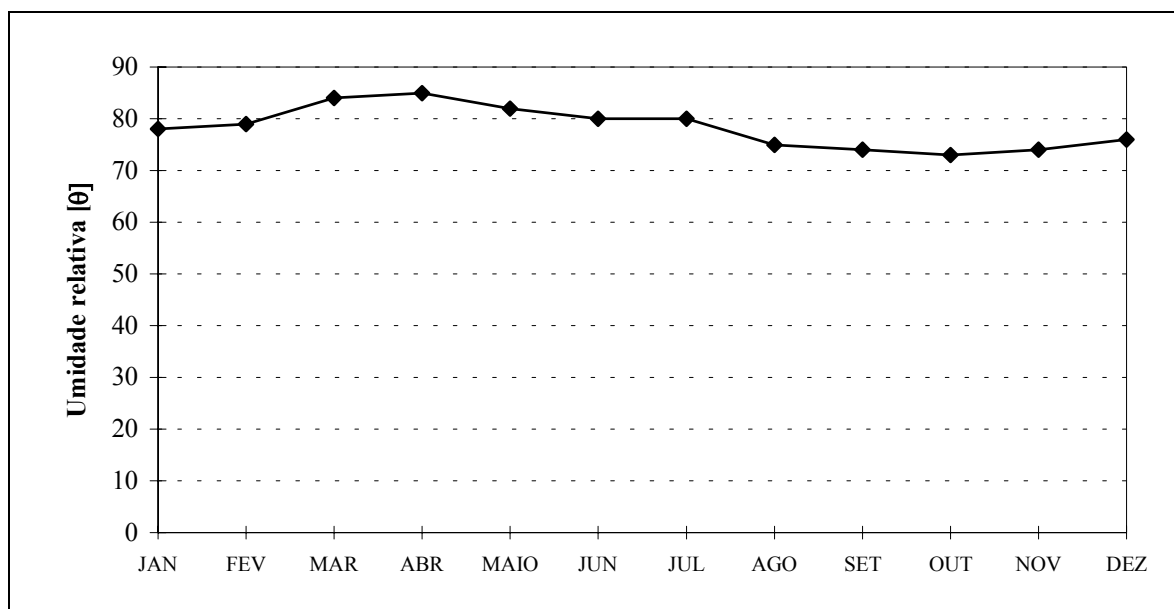


Figura 2.2 - Umidade Relativa na estação de Fortaleza

Os índices de umidade medidos resultam de uma composição de efeitos climatológicos, levando-se em conta, entre estes, a pluviometria que se constitui como o principal componente do fenômeno. Assim, considerando-se a inexistência de outras estações hidroclimatológicas nas proximidades da área de estudo, a umidade é resultante da homogeneidade pluviométrica, além das pequenas oscilações dos demais parâmetros influentes.

³ INEMET, 1992, NORMAIS CLIMATOLÓGICAS (1961-1990), Brasília, Brasil.

4.3 - INSOLAÇÃO MÉDIA

O Quadro 2.3 e a Figura 2.3 mostram, respectivamente, o número de horas de exposição no local da estação de Fortaleza e sua distribuição mensal. Em termos anuais, no mesmo período, tem-se 2694 horas de exposição, podendo-se concluir de maneira aproximada que cerca de 62% dos dias do ano possuem incidência solar direta. O trimestre fevereiro/março/abril, apresenta os menores valores mostrando estreita relação com o trimestre mais chuvoso.

Quadro 2.3 - Insolação Média na estação de Fortaleza

Média	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	ANO
horas	216	175	148	153	209	240	263	169	283	296	283	257	2694,3

FONTE: INEMET (1991)⁴

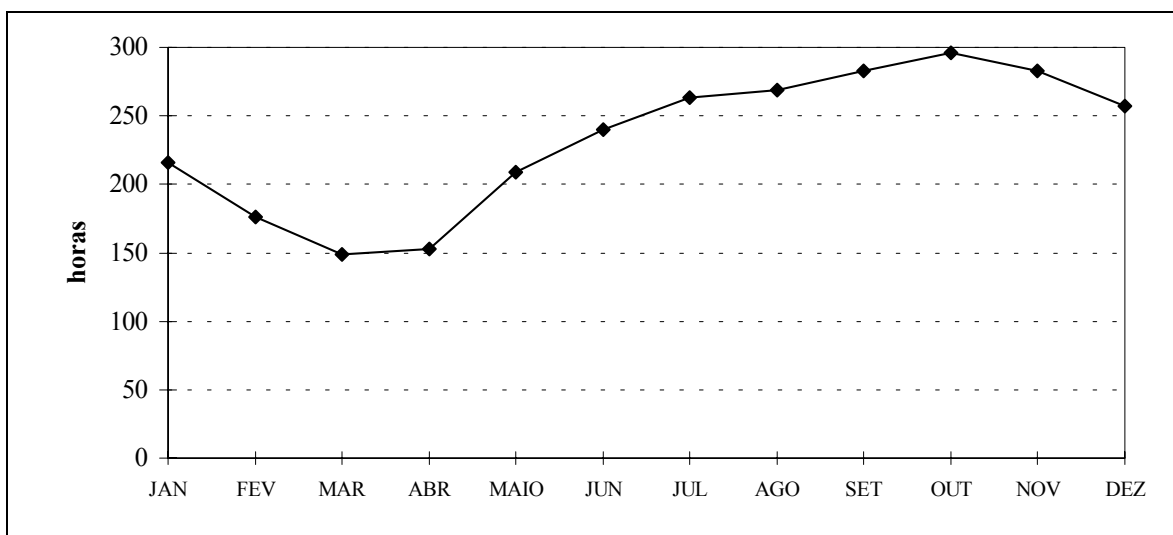


Figura 2.3 - Insolação Média na estação de Fortaleza

⁴ INEMET, 1992, NORMAIS CLIMATOLÓGICAS (1961-1990), Brasília, Brasil.

4.4 - VENTOS

A intensidade do vento é medida nos horários sinóticos de observação, a uma altitude de 10 m em relação à estação. Da mesma forma, a direção do vento também é medida nos três horários sinóticos, indicando a direção de onde o vento se origina.

A estação de Fortaleza apresenta suas velocidades médias dos ventos descritas no Quadro 2.4. Nesta região a direção reinante dos ventos está dentro do quadrante Sudeste/Leste.

Quadro 2.4 - Velocidade Média dos Ventos na estação de Fortaleza

Média	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	ANO
m/s	3,6	3,1	2,4	2,3	2,8	3,1	3,5	4,4	4,9	4,6	4,5	4,5	3,6

FONTE: PERH(1992)⁵

4.5 - EVAPORAÇÃO MÉDIA

A evaporação anual observada em tanque-tipo classe “A” é de 1468 mm, distribuída ao longo dos meses segundo o Quadro 2.5 e Figura 2.4.

Quadro 2.5 - Evaporação Média na estação de Fortaleza

Média	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	ANO
mm	120	96	72	68	85	95	118	152	167	173	168	154	1468

FONTE: INEMET (1991)

⁵SRH, 1992. Plano Estadual de Recursos Hídricos, Fortaleza, Ceará.

O trimestre que apresenta os maiores valores de evaporação corresponde a setembro/outubro/novembro, ocorrendo o máximo em outubro (173,5 mm). Deve-se ressaltar, entretanto, que para adotar estes valores como representativos da evaporação em açudes, principalmente pequenos e médios, deve-se multiplicar estes valores por um coeficiente entre a evaporação do açude e a evaporação no Tanque Classe A (K_a). Molle (1989) aconselha os valores mostrados no Quadro 4.6 para K_a , em função da superfície do espelho.

Quadro 4.6 - K_a em função da superfície do espelho d'água

Superfície (ha)	0 a 5	5 a 10	10 a 20	20 a 30	média
K_a	0,95	0,87	0,82	0,75	0,84

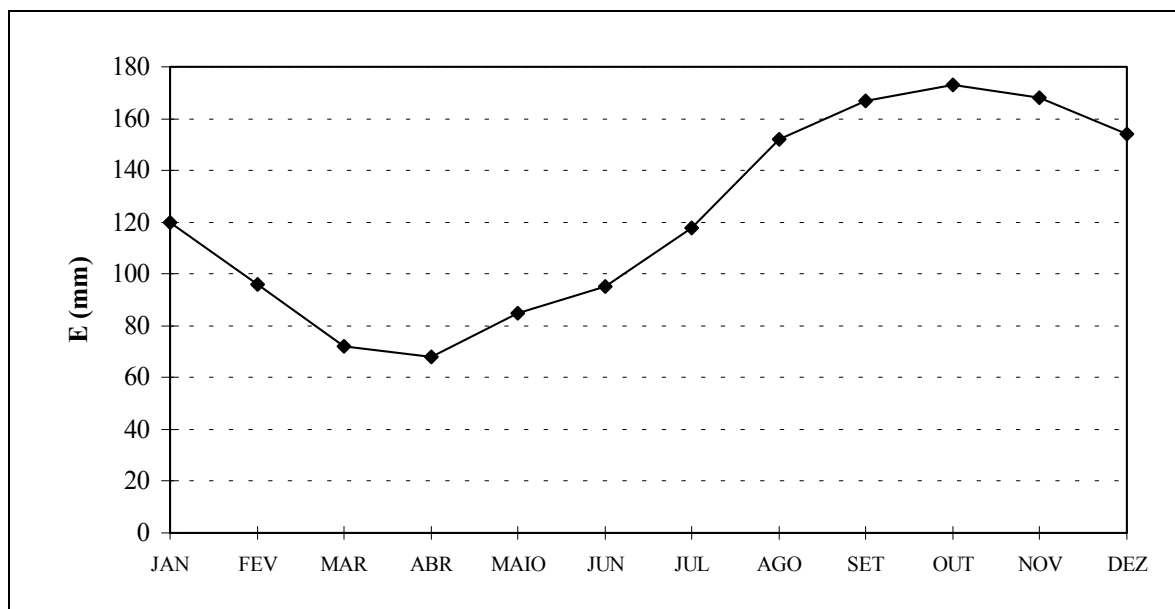


Figura 4.4 - Evaporação Média na estação de Fortaleza

4.6 - EVAPOTRANSPIRAÇÃO

Como estimativa da evapotranspiração média, foi utilizada a equação de Hargreaves⁶ mostrada abaixo. Esta fornece a ETP em função da temperatura média compensada, umidade relativa do ar e de um coeficiente de correção que depende da latitude do local considerado.

$$ETP = F.(100,0-U)^{1/2}.0,158.(32+1,8T)$$

F - Fator dependente da latitude (adimensional)

T - Temperatura média compensada em °C

U - Umidade relativa do ar (%)

Quadro 4.7 - Evapotranspiração Potencial calculada segundo Hargreaves

Média	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	ANO
mm	143,9	126,4	119,1	105,7	110	105,9	111,2	135,2	145,1	159,5	151,7	149,4	1563,1

O trimestre que apresenta os maiores valores de evapotranspiração corresponde a outubro/novembro/dezembro, ocorrendo o máximo em outubro (159 mm). O trimestre abril/maio/junho possui o menor índice de evaporação, ocorrendo o mínimo em junho com 106 mm.

4.7 - BALANÇO HÍDRICO

O princípio da conservação da massa à água aplicado a um determinado local ou área (em um dado volume de controle), nos fornece a diferença entre o ganho (precipitação) e o consumo (escoamento superficial e profundo, evaporação ou evapotranspiração). Este princípio é a base do balanço hídrico, concebido por Thornthwaite & Mather em 1955, e tem sido utilizado amplamente quando não se dispõe de muitos dados para um estudo mais apurado.

Aplicando-se a metodologia do balanço hídrico para a bacia em questão, supondo-se uma capacidade de armazenamento de 100 mm (PERH, 1990)⁷, obtém-se o Quadro 4.8.

⁶HARGREAVES, G.H. 1974, POTENTIAL EVAPOTRANSPIRATION AND IRRIGATION REQUIREMENTS FOR NORTH-EAST OF BRAZIL, UTAH STATE UNIVERSITY.

⁷PERH, 1990. PLANO ESTADUAL DE RECURSOS HÍDRICOS DO ESTADO DO CEARÁ.

Quadro 4.8 - Balanço Hídrico segundo Thornthwaite e Mather

Mês	P	ETP	P-ETP	Neg	ARM	ALT	ETR	DEF	EXC
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Jan	111,6	146,0	-34,40	0,00	0,00	0,00	111,60	34,40	0,00
Fev	197,3	125,0	72,30	32,00	72,30	72,30	125,00	0,00	0,00
Mar	323,2	128,0	195,20	0,00	100,00	27,70	128,00	0,00	167,50
Abr	304,9	116,0	188,90	0,00	100,00	0,00	116,00	0,00	188,90
Mai	194,4	117,0	77,40	0,00	100,00	0,00	117,00	0,00	77,40
Jun	102,2	111,0	-8,80	8,80	92,00	-8,00	110,20	0,80	0,00
Jul	42,8	124,0	-81,20	90,00	40,00	-52,00	94,80	29,20	0,00
Ago	15,2	139,0	-123,80	213,80	11,00	-29,00	44,20	94,80	0,00
Set	17,3	145,0	-127,70	341,50	3,00	-8,00	25,30	119,70	0,00
Out	13,5	159,0	-145,50	487,00	0,00	-3,00	16,50	142,50	0,00
Nov	19,4	150,0	-130,60	617,60	0,00	0,00	19,40	130,60	0,00
Dez	44,2	151,0	-106,80	724,40	0,00	0,00	44,20	106,80	0,00
ANO	1386,00	1611,00	-225,00		518,30	0,00	952,20	658,80	433,80

(*) ETP calculada pelo método de Hargreaves

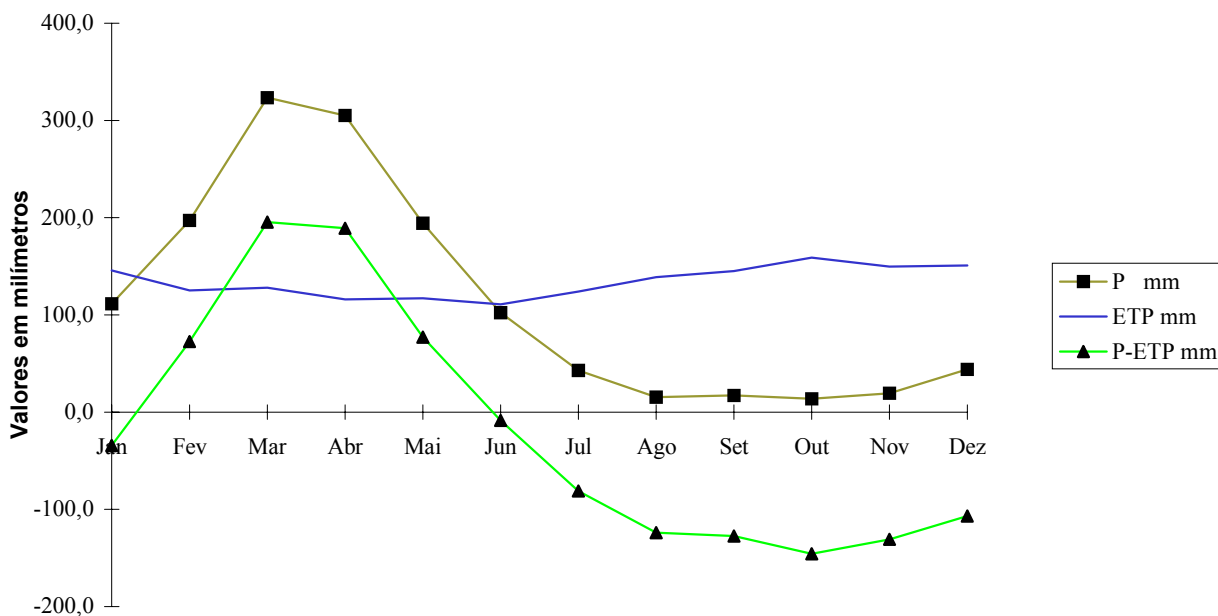


Figura 4.5 - Balanço Hídrico

4.8 - CLASSIFICAÇÃO DO CLIMA

4.8.1 - Classificação segundo Köppen

Segundo Köppen existem cinco zonas diferentes de clima na terra, associadas a valores de temperatura e precipitação de acordo com a vegetação.

De acordo com esta classificação, a região do estudo encontra-se classificada como Zona de Climas Secos, tipo B. As chuvas são classificadas como do tipo Bwx', uma vez que a distribuição temporal da precipitação da área abrange o verão e o outono. O clima, segundo o aspecto térmico, é do tipo muito quente, ou megatérmico.

4.8.2 - Classificação segundo Thornthwaite

Segundo esta classificação, além da característica pluviométrica e térmica, a evapotranspiração potencial é também considerada elemento determinante do clima. Como forma de auxiliar a classificação de tipos e subtipos climáticos, três parâmetros foram introduzidos por Thornthwaite, a saber:

- Índice de aridez:

O índice de aridez vem a ser a deficiência hídrica expressa em porcentagem da evapotranspiração potencial, este índice apresentou o valor 41 (Quadro 4.8).

- Índice de umidade:

O índice de umidade é o excesso de água (EXC) expresso em porcentagem da necessidade que é representado pela evapotranspiração potencial (ETP), este índice apresentou o valor 27 (Quadro 4.8).

- Índice efetivo de umidade:

Este índice reflete o excesso ou déficit de água ao longo do ano, apresentando um valor igual a 2 (Quadro 4.8).

Com base nestes índices, os dados para a área de estudo, mostram um clima seco e sub-úmido; tipo C2, com índice efetivo de umidade variando entre 0% e 20%; clima seco, sub-tipo S2, com índice de aridez superior a 33%; tipo A', megatérmico e sub-tipo a', baixa variação estacional (C2S2A'a').

5 - ESTUDOS PLUVIOMÉTRICOS

5 - ESTUDOS PLUVIOMÉTRICOS

A pluviometria do Estado foi detalhadamente analisada por ocasião do PERH (Plano Estadual de Recursos Hídricos do Estado do Ceará, 1990), sendo esta análise iniciada com a coleta dos registros inventariados e atualizados até 1988 pela SUDENE (Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste). Esta etapa foi seguida por várias outras, entre as quais destacam-se, para os fins deste trabalho: a caracterização do regime pluviométrico em vários intervalos de tempo e o estabelecimento de série pluviométrica média para as bacias hidrográficas dos açudes de médio e grande porte.

5.1 - DADOS UTILIZADOS

A série pluviométrica bruta utilizada neste estudo foi inicialmente tratada pelo método do Vetor Regional (HIEZ, 1978), destinado à identificação de inconsistências nas séries históricas. Estas inconsistências podem ser originadas por erros de observação, podendo tais erros ocorrerem sistematicamente ou isoladamente em um certo período.

Apenas um posto foi utilizado neste estudo, o mais próximo da área de interesse que possui uma bacia hidrográfica com 15,86 km². Na estimativa dos dois vetores regionais, um a nível anual e o outro a nível mensal, foram utilizados postos reunidos nos denominados grupos regionais, (PERH, 1990), por apresentarem médias dos totais anuais mais próximas, além de estarem localizados em regiões de pouca variação de altitude.

Inicialmente foi considerado o intervalo anual, para o qual analisou-se as duplas massas entre a pluviometria anual e a série sintética obtida a partir do vetor regional associado. Esta análise permite a identificação de anomalias, ou seja, valores que divergem do padrão, este definido com base na informação de todos os postos pelo princípio da máxima verossimilhança.

A seguir prossegue-se com a análise, a nível mensal, utilizando o vetor regional mensal, buscando os meses que apresentam desvios consideráveis para aqueles anos de desvios consideráveis em relação ao valor sintético, sendo corrigidos os de maior contribuição para o desvio a nível anual. Os valores diários são compatibilizados pelo princípio da desagregação nos meses que sofreram a correção. Para maiores detalhes, consultar o PERH - SRH, 1990 - Relatório Geral - Diagnóstico.

O Quadro 5.1 mostra o posto pluviométrico que foi utilizado neste estudo e que faz parte do grupo regional PACOTI. Foram utilizados dados até 1988, pois estes foram consistidos por ocasião do Plano Estadual de Recursos Hídricos (1992).

**Quadro 5.1 - Postos utilizados consistidos pelo método do Vetor Regional:
Grupo Pacoti**

Posto	Código	Período	Latitude	Longitude	Altitude (m)
MARANGUAPE	2872766	1912 - 1982	03°53'	38°41'	67

Fonte: PERH-CE (1990)

5.2 - CARACTERIZAÇÃO DO REGIME PLUVIOMÉTRICO

5.2.1 - Nível Anual

As isoietas, linhas de mesma precipitação média, e iso-cv's (coeficientes de variação) estão apresentadas nas Figuras 5.1 e 5.2, que mostram a região norte do Estado, onde se encontra a área do estudo, que apresenta, segundo análise destas figuras, média pluviométrica em torno de 1300 mm com um coeficiente de variação em torno de 0,40.

Uma análise freqüencial foi realizada para o posto de Maranguape, sendo testadas várias distribuições, e escolhida a Pearson III como a de melhor ajuste, sendo seus parâmetros estimados pelo método dos momentos. O Quadro 5.2 resume esta análise de freqüência.

Quadro 5.2 - Análise de Freqüência dos Totais Anuais - Distribuição Pearson III.

Código	N	Período de Retorno					
		10	50	100	200	500	1000
2872766	75	2092,4	2723,6	2981,0	3234,3	3566,0	3816,3



Figura 5.1 – Isoietas



Figura 5.2 – Iso-cv's

5.2.2 - Nível Mensal

A análise da distribuição temporal mostra a concentração do total precipitado no primeiro semestre do ano, correspondendo a cerca de 90% do total anual.

A nível trimestral nota-se mais ainda a gravidade da concentração temporal, onde se constata que cerca de 60% do total anual precipita-se em apenas três meses do ano. Neste trimestre o mês de abril corresponde ao mais chuvoso, com cerca de 23% do total anual.

No Quadro 5.3 mostra-se um resumo dos índices nos três níveis (mensal, trimestral e semestral), enquanto que no Quadro 5.4 apresenta-se um resumo da análise de frequência utilizando a série de totais mensais para o mês mais chuvoso no posto considerado. Os períodos de retorno utilizados variam de 10 a 1000 anos, com totais pluviométricos obtidos por ajustamento da distribuição Pearson III.

Quadro 5.3 - Índices de Concentração Pluviométrica - Série de Valores Médios Mensais.

Código	MÊS	VALOR	%TOT	TRIMES	VALOR	%	SEM	VALOR	%
2872766	MARÇO	323,2	23,3	FMA	825,4	59,6	1	1236,7	89,2

Quadro 5.4 - Análise de Frequência-Nível Mensal - Distribuição Pearson III (mês mais chuvoso = março).

Código	N	Período de Retorno					
		10	50	100	200	500	1000
2872766	75	528,6	716,1	793,2	869,4	969,7	1045,6

5.2.3 - Nível Diário

Os principais tipos de precipitações da região são em decorrência da elevação brusca das massas de ar por efeito térmico, ou lenta, neste caso quando a massa de ar encontra obstáculos topográficos.

A probabilidade de ocorrência de dias chuvosos no período úmido é considerável. Em regiões de influência orográfica a ocorrência de até vinte dias chuvosos no mês não são incomuns.

Na análise hidrológica de prováveis obras hidráulicas, os eventos de alta frequência assumem uma importância maior com relação aos de baixa. Aqui foram utilizadas séries anuais de máximos diários.

Diversas distribuições podem ser utilizadas como teóricas para as frequências observadas. Depois de comparar diversas distribuições, foi escolhida a Pearson III, cujas estimativas para vários períodos de retorno encontram-se no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 - Análise de Frequência-Nível Diário-Distribuição Log-Pearson III.

Código	N	Período de Retorno					
		10	50	100	500	1000	10000
2872766	73	117,00	151,6	166,4	201,4	216,9	270,3

5.2.4 - Chuvas Intensas

Para projetos de obras hidráulicas em geral é importante a caracterização do regime pluviométrico em intervalos de tempo inferiores a 24 horas. A definição da vazão de projeto, por exemplo de canais integrantes da rede de drenagem, obras d'arte, está vinculada a determinação da relação intensidade-duração-frequência pluviométrica.

Na área em estudo inexistem registros de pluviógrafos, sendo o aparelho mais comum em estações pluviométricas o pluviômetro, capaz de registrar a "precipitação máxima de 1 dia". Isto impossibilita o uso da metodologia convencional, na qual, a partir de chuvas intensas de várias durações registradas em pluviogramas, estabelece-se uma equação que relaciona intensidade, duração e frequência para a área de representatividade do aparelho.

Como alternativa ao método tradicional, tem-se o Método das Isozonas (TORRICO, 1975), que partindo da transformação da chuva de 1 dia em 24 horas, permite estimar valores para intervalos de menor duração.

A desagregação da chuva de 24 horas em chuvas de menores durações consiste nas seguintes etapas de cálculo descritas a seguir:

1. multiplicar a chuva de um dia por 1,10 para obter-se a chuva pontual de 24 horas;
2. determinar a isozona onde está localizado o centro de gravidade da bacia hidrográfica - isozona C para a área em estudo (Figura 5.3);
3. estimar, para os diversos períodos de retorno, a chuva de 1 hora de duração a partir da chuva de 24 horas, através da multiplicação pelo fator R1h;
4. plotar os valores P24h e P1h em papel probabilístico para obtenção de chuvas de durações intermediárias.

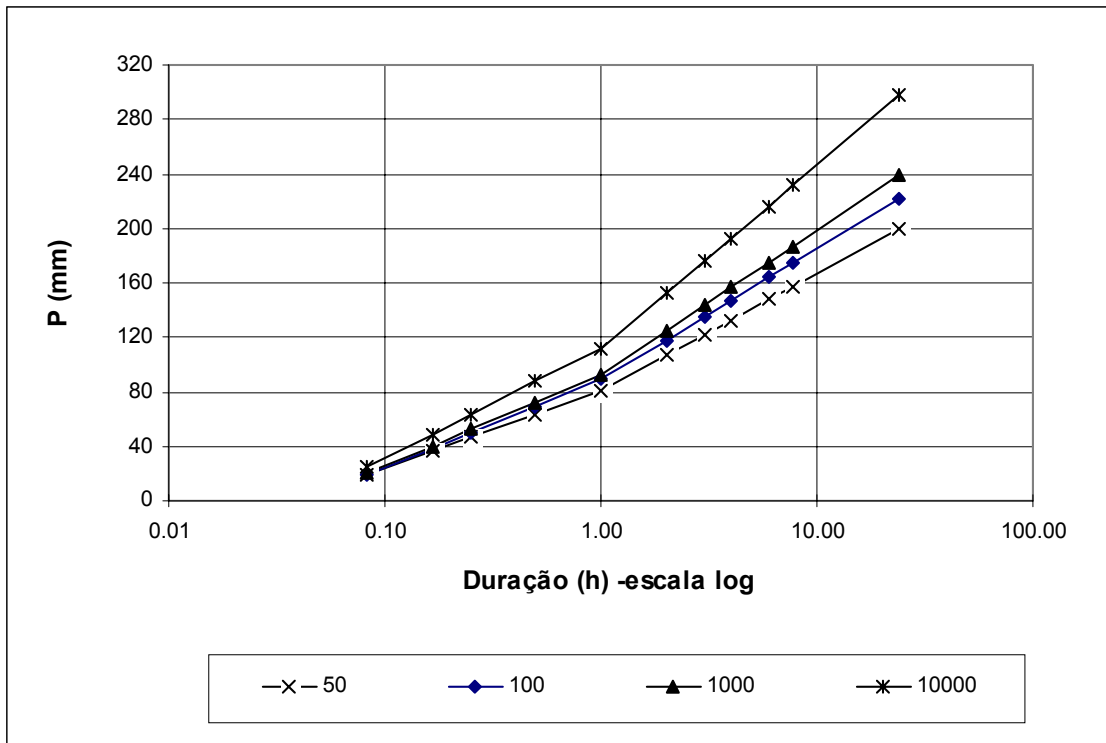


Figura 5.4 - Curvas Intensidade-Duração-Frequência

6 - ESTUDOS DE CHEIAS

6 - ESTUDO DE CHEIAS

6.1 - INTRODUÇÃO

A determinação da cheia de projeto para dimensionamento do sangradouro pode ser realizada com base em dados históricos de vazão (métodos diretos) e com base na precipitação (métodos indiretos), estando em ambos os casos associados a um risco previamente escolhido. Diante da escassez de registros históricos de vazões, é mais usual a determinação do hidrograma de projeto com base na precipitação.

O estudo da cheia de projeto é de fundamental importância para a segurança e economia da barragem, podendo o hidrograma de projeto estar baseado em:

- PMP (precipitação máxima provável) para projetos de importantes obras hidráulicas;
- cheia padrão para obras hidráulicas de risco intermediário;
- precipitações associadas a um risco ou probabilidade de ocorrência.

Em pequenas barragens, onde grandes riscos não estão envolvidos, pode-se utilizar o hidrograma de projeto baseado no último caso. Foram calculadas aqui as cheias de projeto de 1000 e 10000 anos.

6.2 - METODOLOGIA

Os métodos estatísticos de obtenção de vazões máximas que utilizam séries históricas de vazões observadas, procedimento comum para bacias naturais, não podem ser aplicados pela escassez de dados ou, ainda, sua inexistência. Esta falta de dados dos eventos na bacia a ser estudada indicaram a escolha de métodos de transformação chuva-deflúvio como metodologia a ser adotada.

A metodologia procura descrever as diversas hipóteses de cálculo da cheia de projeto: a escolha da chuva de projeto, o hietograma utilizado, a definição da precipitação efetiva, o hidrograma da cheia na bacia e, por fim, o seu amortecimento no sangradouro. A ferramenta utilizada para a implementação desta metodologia foi o programa HEC-1.

As relações chuva-deflúvio para a bacia do Maranguape I foram estabelecidas utilizando-se o modelo HEC-1, um modelo projetado para simular o escoamento superficial em uma bacia, sendo esta representada como um sistema de componentes hidrológicos e hidráulicos. Para esta bacia foi estudada a sua resposta ao hietograma de projeto correspondente a 1000 anos (T_r = tempo de retorno).

O modelo HEC-1 permite o uso de várias metodologias para determinação da chuva efetiva, simulação do escoamento superficial em bacia (overland flow) e propagação do escoamento em canais e reservatórios. No caso da bacia do Maranguape I foi adotado o seguinte:

1. Método Curva-Número (*Soil Conservation Service*) na determinação da chuva efetiva;
2. Método do *Soil Conservation Service* na determinação do hidrograma unitário sintético - Escoamento Superficial na bacia (*Overland flow*).

6.2.1 - Precipitação

Para o cálculo do escoamento superficial da bacia do Maranguape I foi assumida uma precipitação uniformemente distribuída sobre a referida bacia. O HEC-1 permite a entrada de tormentas históricas ou sintéticas, sendo as últimas freqüentemente utilizadas para planejamento e estudos de projetos.

O hietograma adotado baseia-se nas curvas altura-duração-freqüência obtida nos estudos hidroclimatológicos já realizados, mas a serem apresentados posteriormente. A Figura 6.1 apresenta as curvas intensidade-duração-freqüência para a bacia de estudo. Como a área da bacia é da ordem de 15 km², foi utilizada a chuva pontual, não sendo realizado nenhum ajuste para correção de área.

Quadro 6.1 - Chuvas Pontual e Reduzida

Duração	5 min	15 min	60 min	2 h	3 h	6 h	12 h	24 h
P(mm) – TR 50	18,6	46,3	81,2	107,0	122,1	147,9	157,5	199,5
P(mm) – TR 100	18,5	49,8	89,3	118,1	135,0	163,9	174,6	221,6
P(mm) – TR 1000	19,9	52,2	93,0	124,8	143,3	175,1	186,9	238,6
P (mm) – TR 10000	24,8	63,3	111,8	152,3	176,0	216,4	231,4	297,4

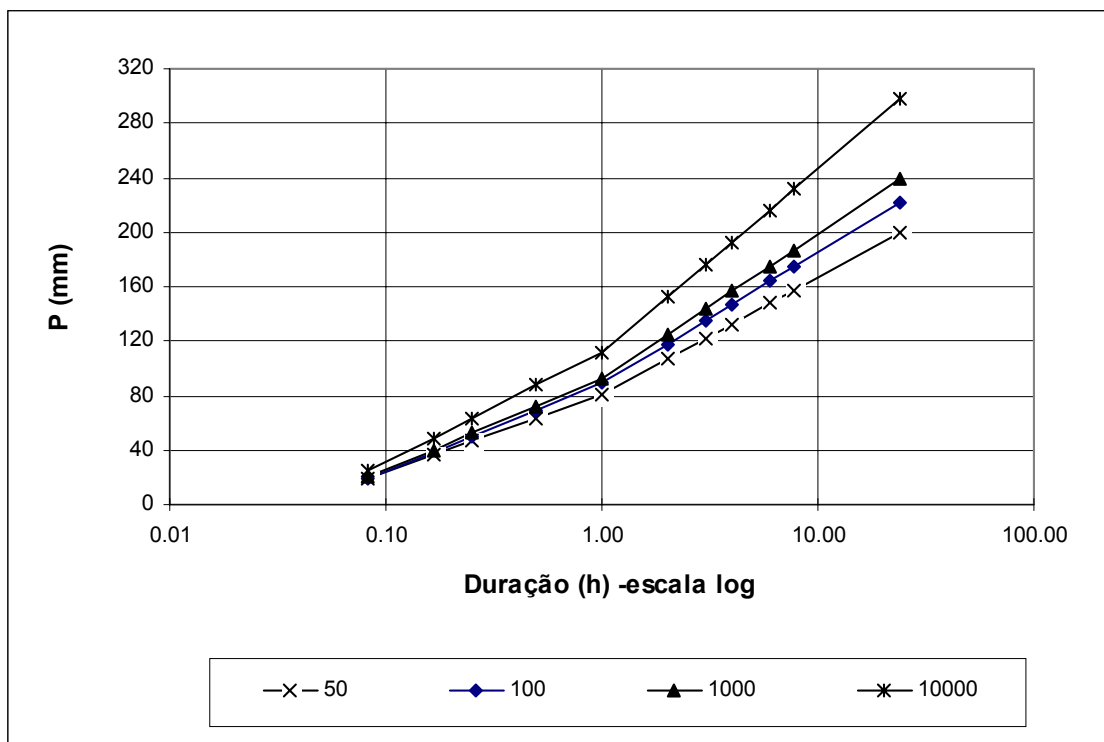


Figura 6.1 – Curvas intensidade-duração-freqüência

O HEC-1 utiliza os dados das curvas intensidade-duração-freqüência para construir uma distribuição triangular da precipitação, onde é assumido que cada total precipitado para qualquer duração ocorre durante a parte central da tormenta (tormenta balanceada). Alturas correspondentes a 10 e 30 minutos são interpoladas das alturas precipitadas de 5, 15 e 60 minutos através das equações do HYDRO-35 (National Weather Service, 1977):

$$P_{10min} = 0,41.P_{5min} + 0,59.P_{15min}$$

$$P_{30min} = 0,51.P_{15min} + 0,49.P_{60min}$$

onde P_n é a precipitação para a duração de n minutos. Adotou-se um hietograma de projeto com duração de 24 horas.

6.2.2 - Precipitação Efetiva

O modelo HEC-1 refere-se a interceptação superficial, armazenamento em depressões e infiltração como perdas de precipitação, ou seja, a parcela da precipitação que não contribui para gerar escoamento é considerada perda, sendo o restante, considerado precipitação efetiva.

O cálculo das perdas de precipitação pode ser usado nos outros componentes do modelo HEC-1, em especial, hidrograma unitário. No caso do hidrograma unitário, estas perdas são consideradas uniformemente distribuídas sobre a bacia (ou sub-bacia).

De maneira geral, existem três metodologias utilizadas para determinação da chuva efetiva: equações de infiltração, índices e relações funcionais. Especificamente, o HEC-1 possibilita o uso de 5 métodos: 1) taxa de perda inicial e uniforme; 2) taxa de perda exponencial; 3) Curva-Número; 4) Holtan; 5) Função de Infiltração Green e Ampt. Foi considerado mais adequado, diante dos dados disponíveis, o método curva número do Soil Conservation Service.

O método Curva Número é um procedimento desenvolvido pelo Serviço de Conservação do Solo USDA, no qual a lâmina escoada (isto é, a altura de chuva efetiva) é uma função da altura total de chuva e um parâmetro de abstração denominado Curva-Número, CN. Este coeficiente varia de 1 a 100, sendo uma função das seguintes propriedades geradoras de escoamento na bacia: (1) tipo de solo hidrológico; (2) uso do solo e tratamento; (3) condição da superfície subterrânea, e (4) condição de umidade antecedente. Para a bacia do Maranguape I foi adotado um CN = 70 com base nos mapas de solos (grupos hidrológicos), uso e ocupação e relevo contidos no PERH (1990).

A equação de escoamento do SCS é dada por

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S}$$

onde Q = escoamento; P = precipitação; S = capacidade máxima de armazenamento do solo; I_a = perdas antes do início do escoamento.

As perdas antes do início do escoamento (I_a) incluem água retida em depressões superficiais, água interceptada pela vegetação, evaporação, e infiltração. I_a é altamente variado, mas a partir de dados de pequenas bacias I_a é aproximado pela seguinte relação empírica:

$$I_a = 0,20.S$$

Substituindo (2) em (1) elimina-se I_a , resultando em:

$$Q = \frac{(P - 0,20.S)^2}{P + 0,80.S}$$

onde S está relacionado às condições de solo e cobertura através do parâmetro CN por

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (\text{unidades métricas})$$

onde CN varia de 0 a 100. CN foi tabelado para diferentes tipos de solos e cobertura, sendo estes valores tabelados apresentados para condições de umidade antecedente normal (AMC II). Para condições secas (AMC I) e úmidas (AMC III), CNs equivalentes podem ser calculados pelas seguintes fórmulas:

CONDIÇÕES SECAS

$$CN(I) = \frac{4,2.CN(II)}{10 - 0,058.CN(II)}$$

CONDIÇÕES ÚMIDAS

$$CN(III) = \frac{2,3.CN(II)}{10 + 0,13.CN(II)}$$

Alternativamente, os CNs para estas condições podem ser obtidos, a partir da condição normal (AMC II), utilizando-se tabelas.

Como já mencionado, o CN foi tabelado para diferentes tipos de solos, os quais foram classificados pelo SCS em quatro grupos de solos hidrológicos (A, B, C e D) de acordo com sua taxa de infiltração. Estes quatro grupos são descritos a seguir:

- A - solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração, solos arenosos profundos com pouco silte e argila.

- B - solos menos permeáveis que o anterior, solos arenosos menos profundos que o do tipo a e com permeabilidade superior à média.
- C - solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentagem considerável de argila e pouco profundos.
- D - solos contendo argilas expansivas, pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.

Desde que o método do SCS dá o excesso total para uma tormenta, o excesso incremental de precipitação para um período de tempo é calculado como a diferença entre o excesso acumulado no fim do presente período e o acumulado do período anterior.

6.2.3 - Hidrograma Unitário - SCS

A técnica do hidrograma unitário é usada para transformar a precipitação efetiva em escoamento superficial de uma sub-bacia. Este método foi escolhido por ter sido idealizado para bacias de áreas entre 2,5 e 1000 km², e por ser construído exclusivamente a partir de informações hidrológicas. Além disto, este modelo necessita apenas de um parâmetro: o T_{LAG} . Este parâmetro, T_{LAG} , é igual à distância (lag) entre o centro de massa do excesso de chuva e o pico do hidrograma unitário.

O tempo de concentração da bacia foi estimado aqui pela fórmula do Califórnia Highways, também conhecida como fórmula de Kirpich:

$$T_C = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0,385}$$

onde T_C = tempo de concentração em minutos; L = comprimento do maior talvegue em km; ΔH = diferença de elevação entre o ponto mais remoto da bacia e o exutório. Logo, para a bacia do Maranguape I tem-se:

$$L = 4,5 \text{ km} \quad \Delta H = 309 \text{ m} \quad S = 68,67 \text{ m/km} \quad v \text{ (m/s)} = 2,08 \text{ m/s}$$

o que resulta $T_C = 0,60 \text{ h}$; $T_{LAG} = 0,36 \text{ h}$ para a Barragem Maranguape I.

A vazão de pico e o tempo de pico são, assim, calculados por:

$$Q_p = 208 \cdot \frac{A}{t_p} \qquad t_p = \frac{\Delta t}{2} + t_{LAG}$$

Onde Q_p = é a vazão de pico (m^3/s), t_p = tempo de pico do hidrograma (h), A = área da bacia em km^2 e Δt = o intervalo de cálculo. No quadro 6.2 a seguir estão indicados os dados dos hidrogramas de cheia milenar e decamilenar.

QUADRO 6.2

Cheia	Δt (minutos)	Chuva Total (mm)	Perdas (mm)	Chuva efetiva (mm)
1.000	1	236,71	94,03	142,68
10.000	1	295,05	99,62	195,43

Uma vez determinados estes parâmetros e o intervalo de cálculo (duração do hidrograma unitário), o HEC-1 utiliza estes para interpolar um hidrograma unitário a partir de um hidrograma unitário adimensional do SCS. A seleção do intervalo de cálculo é baseado na relação $\Delta t = 0,20 t_p$, não devendo exceder $0,25 t_p$. Estas relações baseiam-se nas seguintes relações empíricas

$$t_{lag} = 0,60 T_c \qquad e \qquad 1,7 t_p = \Delta t + T_c$$

onde T_c = é o tempo de concentração da bacia. O Δt usado pelo HEC-1 foi 1 minuto. Para o cálculo do hidrograma de projeto por esta metodologia, é necessário uma estimativa do tempo de concentração da bacia. Este tempo de concentração foi avaliado através da aplicação da fórmula de Kirpich.

A Figura 6.1 abaixo apresenta o hidrograma de projeto e o hidrograma afluente a barragem Maranguape I obtido através do uso do modelo HEC-1, conforme metodologia acima. A vazão de pico do hidrograma de 1000 anos de tempo de retorno foi $399 m^3/s$. Para o tempo de retorno de 10000 anos foi obtida uma vazão de pico de $528 m^3/s$ (Figura 6.2).

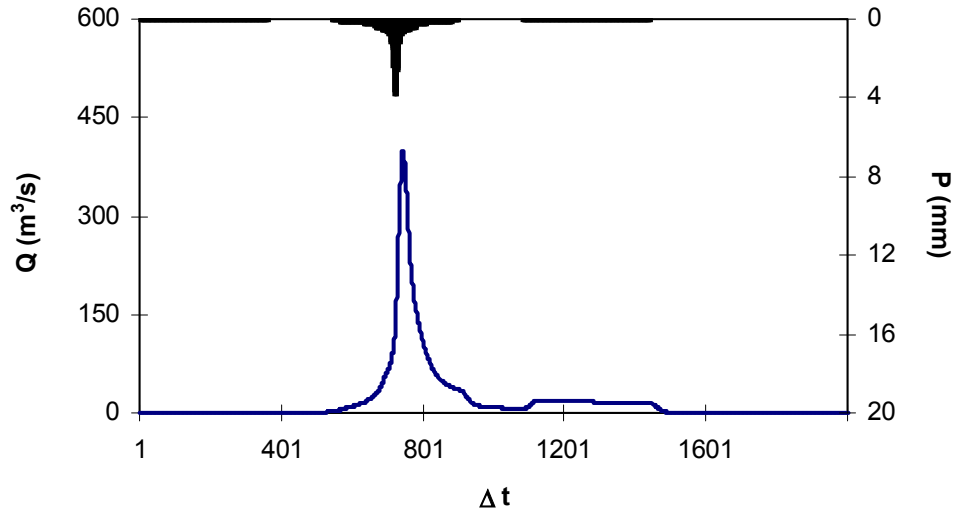


Figura 6.1 - Hidrograma total afluyente ao Maranguape I (Tr = 1000 anos).

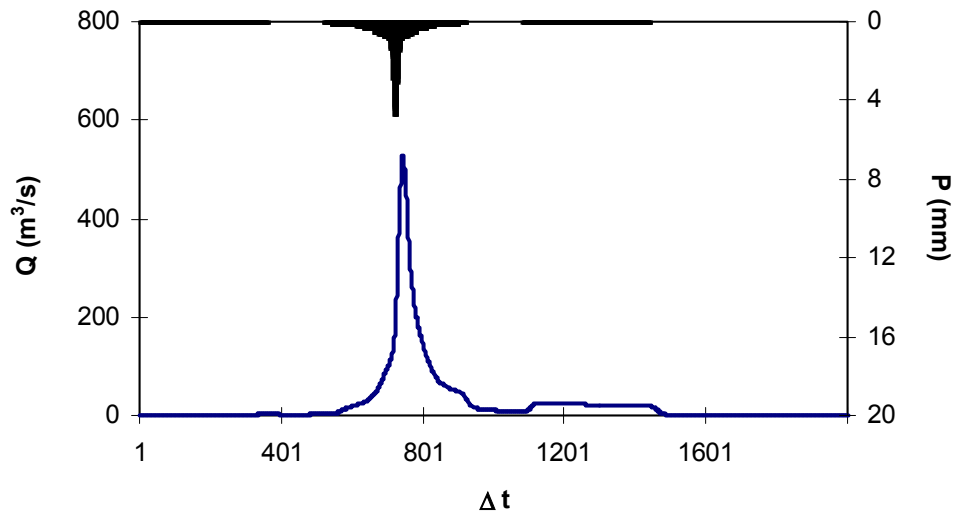


Figura 6.2 - Hidrograma total afluyente ao Maranguape I (Tr = 10000 anos).

7 - CURVAS DE REGULAÇÃO DO RESERVATÓRIO

7 - CURVAS DE REGULAÇÃO DO RESERVATÓRIO

7.1 - INTRODUÇÃO

A importância do estudo da capacidade de regularização de um reservatório está ligada ao conhecimento das mudanças temporais e espaciais dos deflúvios naturais, visando o atendimento das demandas da sociedade. Busca-se aqui avaliar o tamanho que deve ser a obra de maneira que ganhos em regularização de águas justifiquem os investimentos a serem realizados.

Hidrologicamente, os objetivos centrais deste capítulo são:

1. análise incremental do ganho em volume regularizado em relação ao aumento da capacidade para a Barragem Maranguape I;
2. estimativa das perdas por evaporação e sangria da Barragem Maranguape I;

O traçado das curvas de regulação, inclui: volumes evaporado (E), liberado (M) e sangrado (S) versus capacidade (K) e dM/dK versus K.

7.2 - METODOLOGIA

Na determinação das curvas de regulação do reservatório foi utilizada a solução direta da equação de balanço hídrico, que pode ser dada por:

$$Z_{t+1} = Z_t + I_t - \frac{A_{t+1} + A_t}{2} E - M - S_t$$

$$S_t = \max(B - K; 0)$$

Com

$$B = Z_t + I_t - \frac{A_{t+1} + A_t}{2} E - M$$

Onde:

Z_t = volume armazenado no início do ano t;

I_t = volume afluente ao reservatório durante o ano t;

A_t = área do espelho d'água no início do ano t;

E = lâmina evaporada durante o ano t, suposta constante ao longo dos anos;

K = capacidade do reservatório;

S_t = volume perdido por sangria durante o ano t.

Representando-se a bacia hidráulica por

$$Z(h) = \alpha \cdot h^3 \quad \text{e} \quad A(h) = 3 \cdot \alpha \cdot h^2,$$

h - altura d'água α - fator de forma (obtido por regressão entre z e h^3)

Supondo um modelo mutuamente exclusivo com volume contínuo e uma série de vazões afluentes com uma extensão de 2000 anos seguindo uma distribuição Gamma de 2 parâmetros, pode-se resolver a equação de balanço hídrico segundo o processo descrito por CAMPOS (1990) [CAMPOS, J.N.B. 1990, REGULARIZAÇÃO DE VAZÕES EM RIOS INTERMI-TENTES. TESE PARA CONCURSO DE PROF. TITULAR. UFC.], a saber:

1. Estabelece-se um valor inicial para a retirada M ;
2. Considera-se um volume inicial igual $\text{MIN}(0,5 K; 0,5 \mu)$;
3. Calcula-se

$$Z_U = Z_t + I_t \quad \text{p/ } Z_t + I_t \leq K$$

$$Z_U = K \quad \text{caso contrário}$$

$$D_S = \text{MAX}(Z_t + I_t - K; 0)$$

onde Z_U é o volume armazenado no final da estação e D_S o volume sangrado no ano t ;

4. Calcula-se o volume no fim da estação seca (início do próximo ano) por:
 - a) divide-se M e E em L partes (no caso $L=6$)
 - b) retirada da reserva, se disponível, de M/L

ATUALIZAÇÃO DO VOLUME ARMAZENADO

$$Z_2 = Z_1 - M / L \quad \text{se } Z_1 - M / L > Z_{MIN}$$

$$Z_2 = Z_{MIN} \quad \text{caso contrário (ANO FALHO)}$$

$$Z_{MIN} = \text{MAX}(0,05 \cdot K; 0,20 \cdot \mu)$$

VOLUME UTILIZADO

$$D_M = Z_1 - Z_2$$

ATUALIZAÇÃO DO NÍVEL DO RESERVATÓRIO

$$h_2 = \left(\frac{Z_2}{\alpha} \right)^{1/3}$$

c) retirada da reserva, se disponível, de E/L

ATUALIZAÇÃO DO NÍVEL DO RESERVATÓRIO

$$h_3 = h_2 - E / L \quad \text{se } h_2 - E / L \geq 0$$

$$h_3 = 0 \quad \text{caso contrário}$$

ATUALIZAÇÃO DO VOLUME ARMAZENADO

$$Z_3 = \alpha \cdot h_3^3$$

VOLUME UTILIZADO

$$D_E = Z_3 - Z_2$$

d) retorna-se a b) até completar as L fases da integração;

5. Prossegue-se com os passos 3 e 4 até que se complete os 2000 anos da série gerada, totalizando os volumes evaporado, sangrado e liberado;
6. Concluído os 2000 anos, verifica-se se a freqüência de falha está entre 9,95 e 10,05%, ou se o erro em retirada é menor do que 0,5 unidades. Caso afirmativo aceita-se o valor de M, caso contrário atribui-se novo valor de M e retorna-se a 1.

7.3 - RESULTADOS

As características do escoamento estabelecidas no PERH (1990) foram utilizadas aqui para a geração de séries sintéticas de vazão, a saber:

- lâmina média escoada: 322 mm
- volume afluyente médio escoado (μ): 5,107 hm³/ano

O coeficiente de variação de $CV = 0,85$ foi adotado com base no valor indicado por CAMPOS et al. (1995).

Para aplicação dos dois métodos faz-se necessário a determinação do fator de forma α , lâmina evaporada e fator adimensional de evaporação e capacidade. No caso do fator adimensional de capacidade, este é variável uma vez que se pretende analisar o ganho na regularização em função do aumento da capacidade. Assim,

$$E_L = 0,85 \cdot (80,5+100,6+129,0+142,6+147,5+142,9+131,2)$$

$$= 743,1 \text{ mm (Evaporação na estação seca)}$$

$$\alpha = 434,2$$

$$f_E = 3\alpha^{1/3} E_L/\mu^{1/3} = 0,09$$

No Quadro 7.1 apresenta-se o percentual e seu valor correspondente dos volumes regularizados, evaporados e sangrados em função de f_K (fator de capacidade = K/μ). A Figura 7.1 apresenta as curvas de regulação para o reservatório Maranguape I, que nada mais é que a graficação dos valores apresentados no Quadro 7.1.

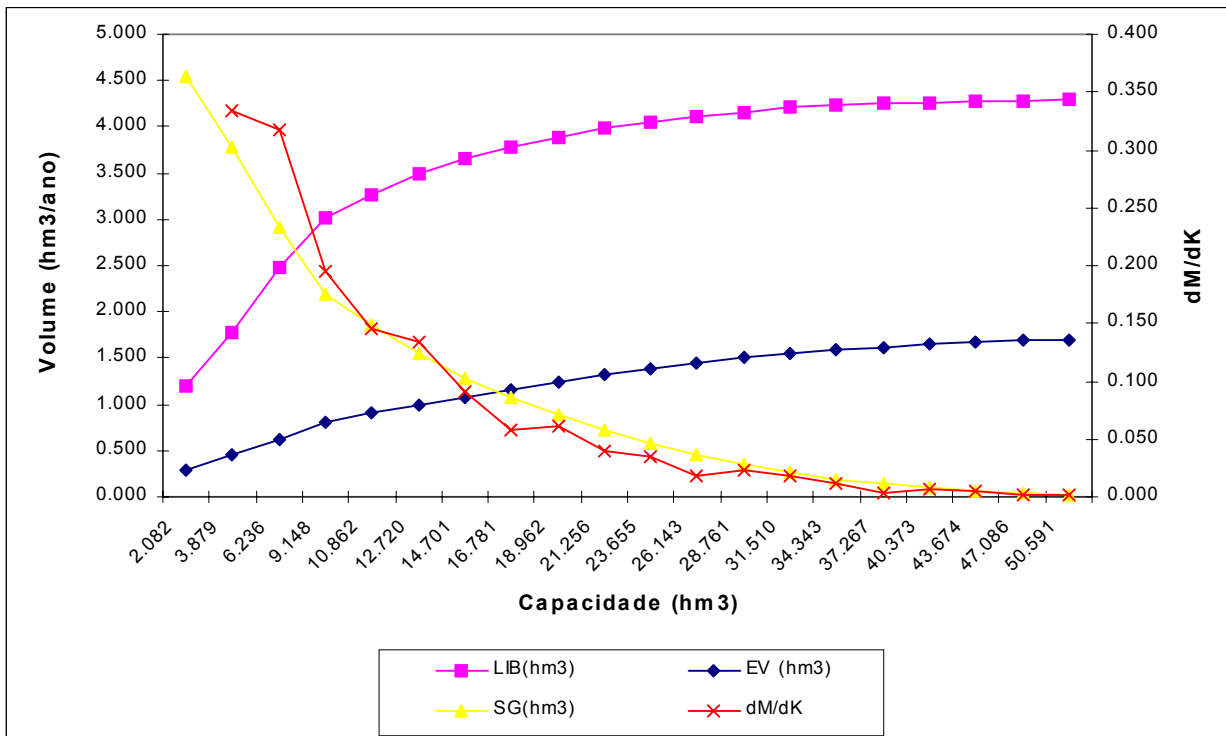


Figura 7.1 - Curvas de Regulação do Reservatório Maranguape I

Apesar dos ganhos incrementais na capacidade de regularização da barragem com o aumento do barramento ainda serem significativos para cotas acima da 106 m (Figura 7.1 e Quadro 7.1), a topografia do local do barramento é um fator limitante (cota máxima de soleira possível = 110 m). Assim sendo, a cota de soleira de 106 m é indicada como a mais adequada hidrológicamente. Esta corresponde a um volume de acumulação de 7,724 hm³. Para esta capacidade o reservatório regulariza 54,7% do volume afluente médio anual, ou seja, 2,772 hm³/ano, conforme a resolução direta da equação do balanço hídrico. Este volume regularizado anualmente corresponde a uma vazão regularizada com 90% de garantia de 0,092 m³/s. O Quadro 7.2 mostra como o volume afluente ao reservatório distribui-se em volume regularizado (RG), volume evaporado (EV) e volume sangrado (SG).

Quadro 7.1 - Estudo incremental de capacidades do Reservatório Maranguape I

Cota (m)	K (hm ³)	Fk K/μ	%LIB	LIB (hm ³ /ano)	%EV	EV (hm ³ /ano)	%SG	SG (hm ³ /ano)	DM/dK	Q90 (m ³ /s)	M90 (hm ³ /ano)
93	1,726	0,34	20,84	1,058	3,10	0,158	76,06	3,863	-----	0,035	1,101
95	2,409	0,47	25,68	1,304	4,05	0,205	70,27	3,567	0,365	0,043	1,350
97	3,237	0,63	31,72	1,610	4,99	0,253	63,29	3,212	0,383	0,053	1,667
99	4,124	0,81	37,64	1,909	5,87	0,298	56,49	2,866	0,352	0,063	1,979
101	5,073	0,99	43,58	2,210	6,68	0,339	49,74	2,523	0,338	0,073	2,299
102	5,574	1,09	46,39	2,353	7,08	0,359	46,53	2,360	0,307	0,078	2,453
103	6,092	1,19	49,20	2,495	7,45	0,378	43,36	2,199	0,300	0,083	2,608
104	6,624	1,30	51,10	2,591	7,90	0,401	41,00	2,079	0,185	0,086	2,706
105	7,167	1,40	52,98	2,686	8,34	0,423	38,68	1,961	0,183	0,089	2,806
106	7,724	1,51	54,69	2,772	8,78	0,445	36,53	1,852	0,160	0,092	2,895
107	8,297	1,62	56,39	2,858	9,21	0,467	34,40	1,744	0,153	0,095	2,983
108	8,888	1,74	58,20	2,950	9,61	0,487	32,20	1,632	0,166	0,098	3,081
109	9,495	1,86	59,64	3,023	10,04	0,509	30,32	1,537	0,125	0,100	3,157
110	10,120	1,98	61,18	3,101	10,44	0,529	28,38	1,439	0,132	0,103	3,240

Quadro 7.2 - Distribuição do volume afluente e Qr (90%) para o Reservatório Maranguape I

Equação do Balanço Hídrico			
RG - %	SG - %	EV - %	Qr 90% (m ³ /s)
2,772 – 54,7%	1,852 – 36,53%	0,445 – 8,78%	0,092

EV - Volume Evaporado (hm³/ano)

SG - Volume Sangrado (hm³/ano)

RG- Volume Regularizado (hm³/ano)

Qr 90% - Vazão regularizada com 90% de garantia (m³/s)

8 - DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO

8 - DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO

8.1 - INTRODUÇÃO

O presente capítulo reúne os resultados dos estudos hidrológicos e dados de custos da barragem Maranguape I, com vistas a dar suporte à decisão sobre a capacidade de acumulação da mesma.

8.2 - ESTUDOS HIDROLÓGICOS E LIMITANTES TOPOGRÁFICOS

Os estudos hidrológicos preliminares compararam o eixo 1 com o eixo 3 da barragem Maranguape I. O eixo 1, apesar de mais eficiente hidrológicamente, não foi escolhido pois afetaria muitos residentes locais. Assim sendo, optou-se pelo eixo 3 e cota de soleira próxima a 106 m, o que implicaria em uma pequena redução da bacia hidrográfica da barragem e uma capacidade de acumulação próxima àquela indicada pelos estudos hidrológicos preliminares do eixo 1.

O capítulo 7 mostrou que apesar dos ganhos incrementais na capacidade de regularização da barragem/eixo-3 com o aumento do barramento ainda serem significativos para cotas acima da 106 m, a topografia do local do barramento é um fator limitante (cota máxima de soleira possível = 110 m). Assim sendo, a cota de soleira de 106 m é a mais adequada hidrológicamente e atende às restrições topográficas. Esta cota corresponde a um volume de acumulação de 7,724 hm³. Para esta capacidade o reservatório regulariza 54,7% do volume afluente médio anual, ou seja, 2,772 hm³/ano, conforme a resolução direta da equação do balanço hídrico. Este volume regularizado anualmente corresponde a uma vazão regularizada com 90% de garantia de 0,092 m³/s.

8.3 - ANÁLISE ECONÔMICA

Para facilitar a escolha da capacidade da barragem foi elaborado um gráfico contendo as seguintes informações:

- variação do custo anual do m³ de água acumulada em função da cota de soleira do reservatório para um período de 30 anos à uma taxa de 8%;
- variação do custo anual do m³ de água regularizada com 90% de garantia em função da cota de soleira do reservatório para um período de 30 anos à uma taxa de 8%;
- variação do ganho em unidades de volume regularizado por unidade de volume acrescido na capacidade do reservatório (dM/dK);

A análise dos resultados da Figura 8.1 mostra que:

- o custo anual do m³ regularizado variou entre R\$0,046 (cota 104 m) e R\$ 0,078 (cota 109 m).
- o custo anual do m³ de acumulação variou entre R\$ 0,019 (cota 104 m) a R\$ 0,026 (cota 109).

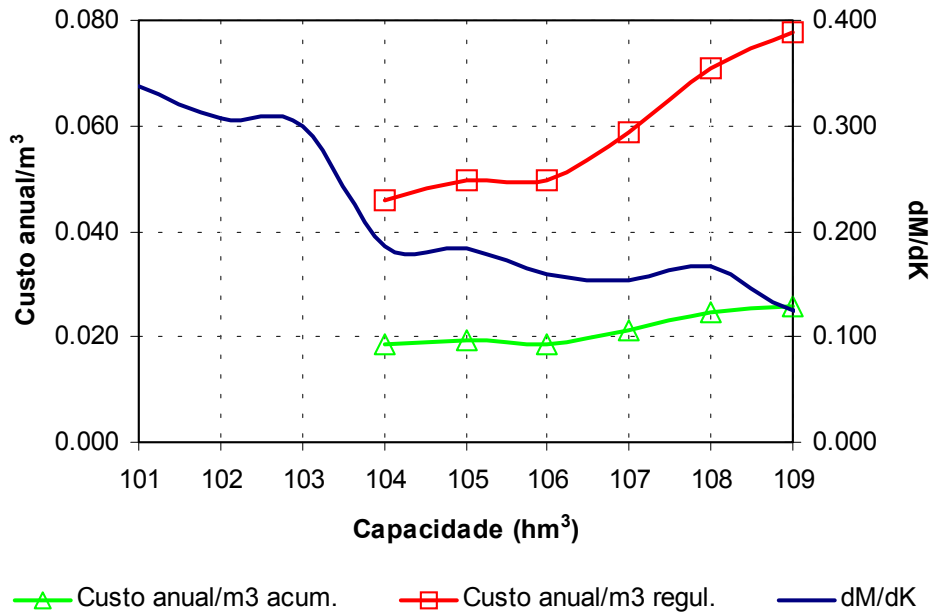


Figura 8.1. Análise hidrológico-econômica para seleção da capacidade da barragem Maranguape I.

8.4 - ESCOLHA DA CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO – ANÁLISE HIDROLÓGICO-ECONÔMICA

Os custos do m³ regularizado e do m³ acumulado aumentam com o aumento da capacidade do reservatório, não apresentando diferenças significativas somente para cotas ≤ 106 m. Assim, considerando os aspectos construtivos, hidrológicos e econômicos sugere-se a adoção da cota de soleira = 106 m (volume de armazenamento = 7,724 hm³).

9 - DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO

9 - DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO

Uma vez realizado o dimensionamento do reservatório com base nos estudos hidrológicos do capítulo anterior, faz-se necessário agora o dimensionamento do sangradouro visando definição de sua largura, seu tipo e a cota de coroamento da barragem associada à alternativa adotada.

No dimensionamento do sangradouro foi adotada a cheia associada ao tempo de retorno de 1.000 anos, realizando-se para esta os estudos de laminação, e será determinada a cota de coroamento da barragem com base na cheia associada a 10.000 anos, para garantir o não galgamento nesta cheia.

Com base nestes princípios, apresenta-se neste capítulo o dimensionamento do sangradouro.

9.1 - PROPAGAÇÃO DA CHEIA NO RESERVATÓRIO

Técnicas de propagação em reservatórios são baseadas no conceito de armazenamento, sendo o método de Puls um dos mais conhecidos para propagação em reservatórios. Este método consiste em uma expressão discretizada da equação de continuidade concentrada e na relação entre vazão e armazenamento.

A equação discretizada da continuidade é dada por

$$\frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+1}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+1}}{2} \quad (1)$$

Onde I_t e I_{t+1} = vazões afluentes ao reservatório em t e $t+1$; Q_t e Q_{t+1} = vazões de saída ao reservatório em t e $t+1$; S_t e S_{t+1} = armazenamento em t e $t+1$; Δt = intervalo de tempo. As incógnitas Q_{t+1} e S_{t+1} podem ser colocadas em um mesmo lado, resultando em:

$$Q_{t+1} + 2 \cdot \frac{S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + 2 \cdot \frac{S_t}{\Delta t} \quad (2)$$

Conhecendo-se a função $Q = f(S)$, constrói-se uma função $Q = h(Q + 2S/\Delta t)$, resultando no seguinte processo de cálculo:

1. determinação do volume inicial S_0 (conforme objetivo do estudo), e a partir deste, determina-se Q_0 ;
2. calcular o termo direito da equação 2, uma vez que o hidrograma de entrada foi determinado pelo método do hidrograma unitário do SCS;
3. com este valor $(Q_{t+1} + 2.S_{t+1}/\Delta t)$ é possível obter Q_{t+1} através de $Q = h(Q + 2S/\Delta t)$ e S_{t+1} através de $S_{t+1} = f^{-1}(Q_{t+1})$;
4. repetem-se 2 e 3 para todos intervalos de cálculo.

Foram analisadas duas alternativas para o vertedouro, o primeiro escavado em rocha com coeficiente de descarga 1,4, e o outro um perfil Creager com coeficiente de descarga 2,1, ficando suas equações características, respectivamente:

$$Q = 1,4 L (Z - Z_w)^{1,5} \quad \text{e} \quad Q = 2,1 L (Z - Z_w)^{1,5}.$$

9.2 - RESULTADOS

Uma vez escolhida a dimensão do açude, elaborou-se os estudos de laminação para a cheia de 1.000 anos, para dimensionamento do sangradouro, e para a cheia de 10.000 anos, visando garantir que a barragem não seja galgada nesta cheia, servindo assim para a definição da cota de coroamento da barragem.

Para a alternativa do vertedouro escavado em rocha, os picos dos hidrogramas de entrada e saída, a cota e altura da lâmina vertida encontram-se no Quadro 9.1, usando-se como hidrograma de projeto aquele associado ao tempo de retorno de 1.000 e 10.000 anos. A Figura 9.1 a seguir, mostra para o tempo de retorno $T_r=1000$ anos, o hidrograma de projeto, o hidrograma de entrada e o de saída ao reservatório Maranguape I. Os resultados para o tempo de retorno de 10000 anos são apresentados na Figura 9.2.

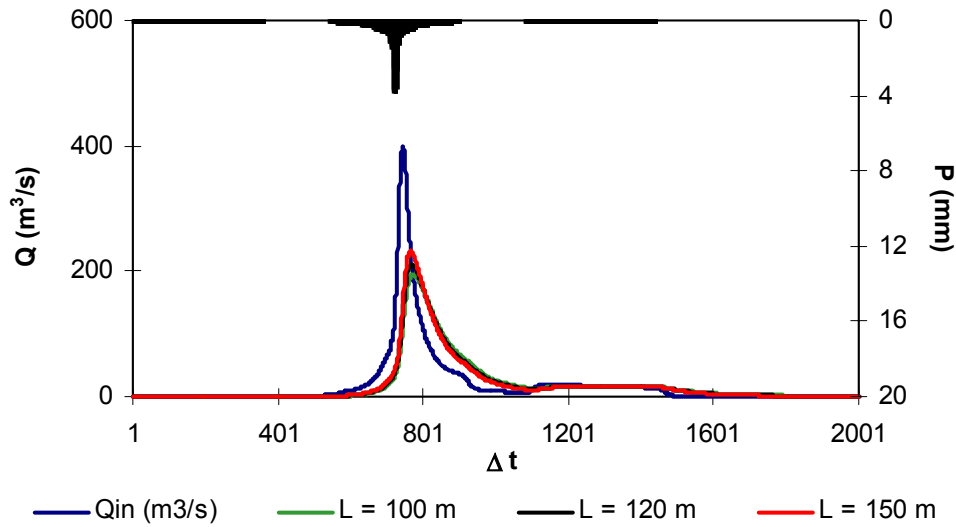


Figura 9.1 - Hidrogramas de Entrada e de Saída do Reservatório Maranguape I Tr=1000 anos. Escavado em Rocha. Cota 106 m. L = 100, 120 e 150 m.

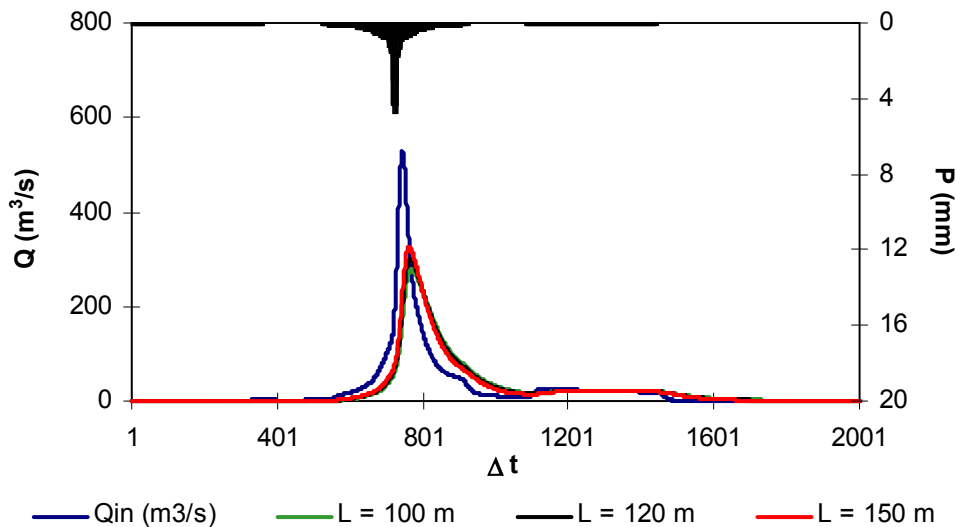


Figura 9.2 - Hidrogramas de Entrada e de Saída do Reservatório Maranguape I Tr=10000 anos. Escavado em Rocha. Cota 106 m. L = 100, 120 e 150 m.

Quadro 9.1 - Resultado da simulação acima descrita

L (m)	Q _{out} (m ³ /s)	Cota (m)	Lâmina (m)
Escavado em Rocha: Z_w = 106,0 m			
Tr = 1000 anos - Q_{in} = 399 m³/s			
100	195	107,25	1,25
120	212	107,16	1,16
150	232	107,07	1,07
Tr = 10000 anos - Q_{in} = 528 m³/s			
100	280	107,58	1,58
120	300	107,47	1,47
150	326	107,34	1,34

L = Largura do sangradouro Z_w = cota da soleira do sangradouro
 Q_{in} = Vazão afluente ao reservatório Q_{out} = Vazão de saída (sangradouro)

Para a alternativa em perfil creager, os picos dos hidrogramas de entrada e saída, a cota e altura da lâmina vertida encontram-se no Quadro 9.2, usando-se como hidrograma de projeto aquele associado ao tempo de retorno de 1.000 e 10.000 anos. A Figura 9.3 a seguir, mostra para o tempo de retorno Tr=1000 anos, o hietograma de projeto, o hidrograma de entrada e o de saída ao reservatório Maranguape I. Os resultados para o tempo de retorno de 10000 anos são apresentados na Figura 9.4.

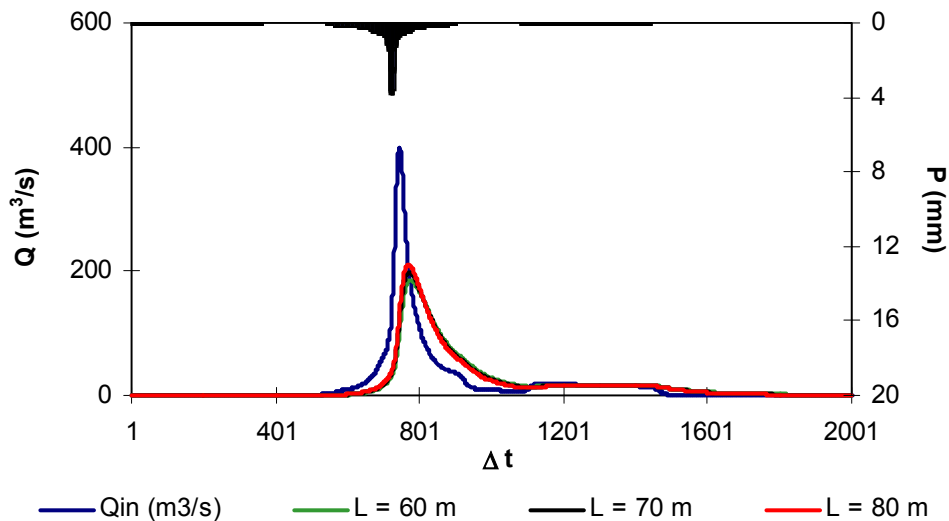
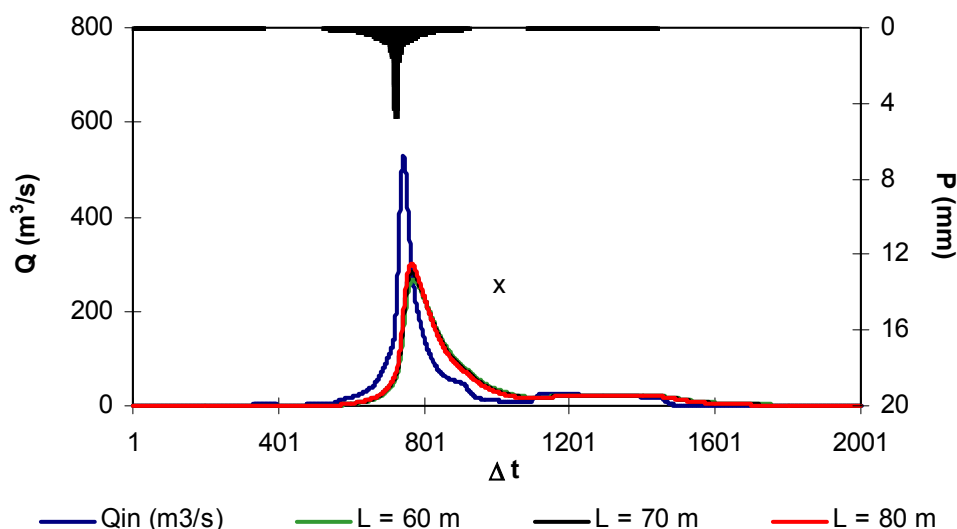


Figura 9.3 - Hidrogramas de Entrada e de Saída do Reservatório Maranguape I Tr=1000 anos. Perfil Creager. Cota 106 m. L = 60, 70 e 80 m.



**Figura 9.4 - Hidrogramas de Entrada e de Saída do Reservatório Maranguape I
Tr=10000 anos. Perfil Creager. Cota 106 m. L = 60, 70 e 80 m.**

Quadro 9.2 - Resultado da simulação acima descrita

L (m)	Q _{out} (m ³ /s)	Cota (m)	Lâmina (m)
Perfil Creager: Z_w = 106,0 m			
Tr = 1000 anos - Q_{in} = 399 m³/s			
60	186	107,3	1,3
70	199	107,2	1,2
80	212	107,2	1,2
Tr = 10000 anos - Q_{in} = 528 m³/s			
60	267	107,6	1,6
70	285	107,6	1,6
80	300	107,5	1,5

L = Largura do sangradouro Z_w = cota da soleira do sangradouro
 Q_{in} = Vazão afluente ao reservatório Q_{out} = Vazão de saída (sangradouro)

10 - ESTUDOS ADICIONAIS

10 - ESTUDOS ADICIONAIS

10.1 - INTRODUÇÃO

O presente capítulo apresenta alguns estudos adicionais visando identificar as características do açude Maranguape I quanto a: probabilidade de enchimento, probabilidade de esvaziamento e assoreamento.

10.2 - PROBABILIDADES DE ENCHIMENTO E ESVAZIAMENTO - EQUILÍBRIO

Neste tópico foi utilizada a teoria de Matriz de Transição para o cálculo da probabilidade de esvaziamento e enchimento em equilíbrio. Para tanto, foi utilizada a formulação proposta pelo Prof. Nilson Campos (Campos, J.N.B., A procedure for reservoir sizing on intermitent rivers under high evaporation rates, PhD Thesis, Colorado State University, Fort Collins, 1987, pp. 133.)

A análise probabilística de esvaziamento e de enchimento foi realizada na fase de equilíbrio. A última análise mostra que, no equilíbrio, em cerca de 22% dos anos ocorre sangria para uma retirada anual superior a 7hm^3 . A Figura 10.1 apresenta as duas curvas probabilísticas de esvaziamento e enchimento. Nesta Figura pode-se observar que para uma retirada igual a $3\text{hm}^3/\text{ano}$ tem-se uma probabilidade de esvaziamento na fase de equilíbrio próximo de 10%, o que implica em uma garantia de 90%. O volume regularizado com 90% de garantia é $2,772\text{hm}^3/\text{ano}$.

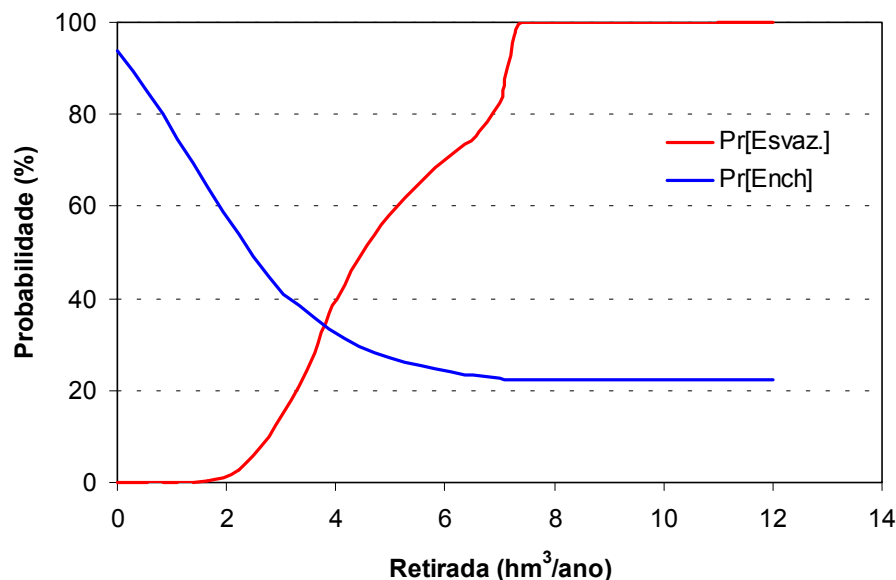


Figura 10.1. Probabilidades de esvaziamento e enchimento do açude Maranguape I.

10.3 - ASSOREAMENTO DO AÇUDE MARANGUAPE I

O assoreamento de um reservatório ao longo da sua vida útil é inevitável porquanto a erosão e o transporte de sedimentos na bacia hidrográfica são processos naturais que, com a formação do lago, sofrem interferência no seu equilíbrio. O menor ou maior grau de assoreamento a que estará sujeito o reservatório depende de vários fatores, onde se podem destacar aqueles inerentes à hidrologia da bacia hidrográfica, capacidade de armazenamento do açude frente ao volume afluente, conformação geométrica da bacia hidráulica e a composição dos sedimentos.

A composição média dos sedimentos adotada, baseada nos tipos predominantes de solos, foi 12,2 de Argila, 11,2% de Silte e 76,6% de Areia. A partir destas características e outros dados da bacia (área da bacia, volume afluente médio anual, precipitação média anual e precipitação do mês mais chuvoso) foram utilizadas fórmulas empíricas para cálculo dos seguintes parâmetros para utilização da metodologia de Veiga (1993) para previsão do assoreamento do reservatório.

- Deflúvio anual médio (hm^3) 5,107
- Área (km^2) 15,86
- Peso específico aparente inicial - γ_i (t/m^3): 1,386
- Coeficiente de consolidação médio - K : 0,01965
- Descarga sólida média (t/ano):..... 11186
- Descarga sólida média específica ($\text{t/km}^2/\text{ano}$):..... 705
- Razão de transporte ("delivery ratio") - T..... 0,205
- Precipitação do mês mais chuvoso (mm)..... 323,2
- Precipitação média anual (mm)..... 1386,0

A estimativa do volume assoreado e, conseqüentemente, do volume efetivo ou útil do reservatório ao longo do tempo é feita através da simulação simplificada da operação do reservatório em intervalos Δt igualmente espaçados durante um tempo suficientemente longo. O açude Maranguape I foi simulado durante 100 anos com Δt igual a 10 anos. O Quadro 10.1 apresenta os valores obtidos de acordo com a metodologia de Veiga (1993), mostrando o acompanhamento, a cada intervalo de simulação, das variáveis utilizadas bem como do sedimento acumulado e do volume efetivo. Foi assim obtido um volume final ao período de 100 anos de $6,953 \text{ hm}^3$, havendo uma redução de 10% no volume útil do açude Maranguape I, o qual era inicialmente de $7,724 \text{ hm}^3$. Deve-se ressaltar entretanto que a aplicabilidade desta metodologia ao semi-árido não foi verificada face a inexistência de registros de dados sedimentológicos.

Quadro 10.1 - Simulação do assoreamento do reservatório ao longo do tempo

Período Parcial (anos)		Volume inicial (hm ³)	Volume/ μ	Er	γ_T (t/m ³)	Sedimento Período (10 ³ t)	Sedimento Acumulado (hm ³)	Volume Efetivo ou útil (hm ³)
0	10	7,724	1,512	0,973	1,399	108,8	0,078	7,646
10	20	7,646	1,497	0,973	1,405	108,8	0,155	7,569
20	30	7,569	1,482	0,973	1,408	108,8	0,233	7,491
30	40	7,491	1,467	0,973	1,410	108,8	0,310	7,414
40	50	7,414	1,452	0,973	1,412	108,8	0,387	7,337
50	60	7,337	1,437	0,972	1,413	108,8	0,464	7,260
60	70	7,260	1,422	0,972	1,414	108,8	0,541	7,183
70	80	7,183	1,407	0,972	1,415	108,8	0,617	7,106
80	90	7,106	1,392	0,972	1,416	108,7	0,694	7,030
90	100	7,030	1,376	0,972	1,417	108,7	0,771	6,953

Veiga Lopes, Ayde, Aplicação de Métodos de Previsão de Assoreamento de Reservatórios. Dissertação de Mestrado, Campinas, SP (1993).