

JPAE-E-3130-0002-rev.a

MÓDULO III PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM JENIPAPEIRO**VOLUME 1 – ESTUDOS BÁSICOS****TOMO 2 – ESTUDOS HIDROLÓGICOS**

Rev.	Data	Descrição	Por	Ver.	Apr.	Aut.
0	Fev/02	Apresentação – Edição Preliminar	CONSÓRCIO	TAC	NKT	NKT
a	Mar/02	Apresentação – Edição Definitiva	CONSÓRCIO	TAD	NKT	NKT

ÍNDICE

ÍNDICE

<u>APRESENTAÇÃO</u>	5
<u>1 - INTRODUÇÃO</u>	8
<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>	19
<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 - EVAPORAÇÃO MÉDIA</u>	27
<u>4.5 - EVAPOTRANSPIRAÇÃO</u>	28
<u>4.6 - BALANÇO HÍDRICO</u>	29
<u>4.7 - CLASSIFICAÇÃO DO CLIMA</u>	30
<u>4.7.1 - Classificação segundo Köppen</u>	30
<u>4.7.2 - Classificação segundo Thornthwaite</u>	30
<u>5 - ESTUDOS PLUVIOMÉTRICOS</u>	31
<u>5.1 - DADOS UTILIZADOS</u>	32
<u>5.2 - CARACTERIZAÇÃO DO REGIME PLUVIOMÉTRICO</u>	33
<u>5.2.1 - Nível Anual</u>	33
<u>5.2.2 - Nível Mensal</u>	34
<u>5.2.3 - Nível Diário</u>	35
<u>5.2.4 - Chuvas Intensas</u>	36
<u>6 - ESTUDOS DE CHEIAS</u>	40

<u>6.1 - INTRODUÇÃO</u>	40
<u>6.2 - METODOLOGIA</u>	40
<u>6.2.1 - Precipitação</u>	41
<u>6.2.2 - Precipitação Efetiva para aplicação do HEC-1</u>	42
<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>7.2.1 - Solução Direta da Equação do Balanço Hídrico</u>	49
<u>7.2.2 - O Diagrama Triangular de Regularização</u>	51
<u>7.3 - RESULTADOS</u>	52
<u>8 - DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO</u>	55
<u>8.1 - INTRODUÇÃO</u>	56
<u>8.2 - ESTUDOS HIDROLÓGICOS</u>	56
<u>8.3 - ANÁLISE ECONÔMICA</u>	56
<u>8.4 - ESCOLHA DA CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO – ANÁLISE HIDROLÓGICO-ECONÔMICA</u>	57
<u>9 - DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO</u>	58
<u>9.1 - PROPAGAÇÃO DA CHEIA NO RESERVATÓRIO</u>	59
<u>9.2 - RESULTADOS</u>	60
<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 JENIPAPEIRO</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 Aduoras 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 Aduoras

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

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 Adutoras

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.

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 Jenipapeiro, 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 Jenipapeiro.

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

SUMÁRIO TÉCNICO DOS ESTUDOS HIDROLÓGICOS

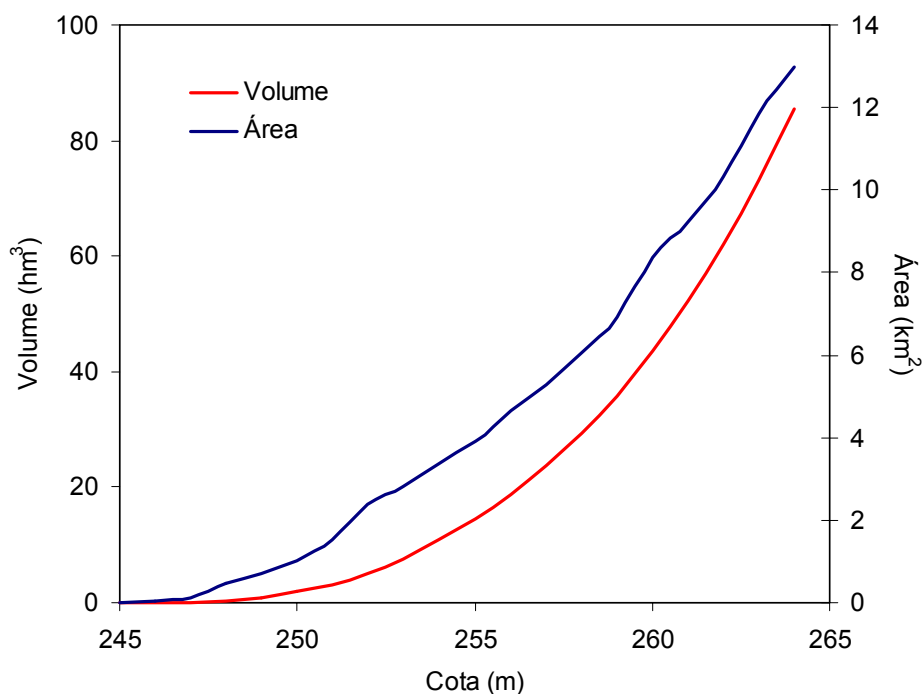
Caracterização da Bacia	
Área da bacia do Açude Jenipapeiro	186,4 km ²
Perímetro da bacia do Açude Jenipapeiro	74,2 km
Declividade média da bacia do Açude Jenipapeiro	18 m/km
Comprimento do rio principal	27,8 km
Fator de compacidade	1,53
Fator de forma	0,03
Tempo de concentração	4,05 hrs

Hidroclimatologia	
Pluviometria média anual	767,8 mm
Evaporação média anual	1988,1 mm
Evapotranspiração potencial (Hargreaves)	1905,0 mm
Insolação média anual	2897,6 h
Umidade relativa média anual	61,8 %
Temperatura média anual: média das máximas	31,7
Temperatura média anual: média das médias	25,6
Temperatura média anual: média das mínimas	20,3
Classificação climática segundo Köppen	BWx'
Classificação climática segundo Thornthwaite	DdA'a'

Estudo de Cheias	
Precipitação efetiva	SCS
Propagação do escoamento na bacia	Hidrograma Unitário do SCS
CN	80
Vazão afluente – tempo de retorno = 1000 anos	724,20 m ³ /s
Vazão afluente – tempo de retorno = 10000 anos	928,35 m ³ /s

Capacidade do Reservatório	
Capacidade Máxima	43,40 hm ³
Cota da soleira do sangradouro	260 m
Cota de coroamento	264 m
Custo anual do m ³ armazenado	0,006 R\$/ano
Custo anual do m ³ regularizado	0,059 R\$/ano

Cota – Área – Volume



Capacidade de Regularização			
<i>Resolução Direta da Equação do Balanço Hídrico – Cota 260 m</i>			
Regularizado (hm ³ - %)	Sangrado (hm ³ - %)	Evaporado (hm ³ - %)	Qr 90% (m3/s)
4,281 – 24,4%	6,397 – 36,5%	6,685 – 38,15%	0,143
<i>Diagrama Triangular de Regularização – Cota 260 m</i>			
4,375 – 25,0%	6,475 – 37,0%	6,650 – 38,0%	0,139

Dimensionamento do Sangradouro - Perfil Creager: $Z_w = 260,0$ m			
Largura (m)	Q_{out} (m^3/s)	Cota (m)	Lâmina (m)
Tr = 1000 anos - $Q_{in} = 724,20$ m³/s			
50	124,0	261,1	1,1
70	157,0	261,0	1,0
90	187,0	261,0	1,0
Tr = 10000 anos - $Q_{in} = 928,35$ m³/s			
50	171,0	261,4	1,4
70	219,0	261,3	1,3
90	260,0	261,2	1,2

Estudos Adicionais	
<i>Probabilidade Esvaziamento/Enchimento</i>	
Probabilidade de esvaziamento associada à vazão com 90% de garantia	9,2%
Probabilidade de enchimento associada à vazão com 90% de garantia	26,1%
<i>Assoreamento</i>	
Volume final após 100 anos de simulação	39,3 hm ³
% assoreado	9,5%
Descarga sólida média	57866 t/ano

2 - LOCALIZAÇÃO E ACESSO

2 - LOCALIZAÇÃO E ACESSO

O local do barramento denominado Jenipapeiro, situa-se no riacho Jenipapeiro a jusante da confluência com o riacho Pombas. No local do barramento, o Jenipapeiro situa-se no limite dos municípios de Baixio e Umari no Estado do Ceará.

O município de Baixio, situa-se na região de Lavras da Mangabeira, na porção sudeste do estado do Ceará, seus limites são: ao norte - Umari; ao sul - Ipaumirim; ao leste - Estado da Paraíba e ao oeste - Lavras da Mangabeira. A distância rodoviária a Fortaleza é de 427 km e o seu acesso é feito pela BR-116, CE-286 e CE-151.

O município de Umari situa-se na região de Lavras da Mangabeira, na porção sudeste do Estado do Ceará. Limita-se ao norte com Icó, ao sul com Baixio, e ao leste com Triunfo e Santa Helena na Paraíba e ao oeste com Lavras da Mangabeira e Cedro. A distância rodoviária até Fortaleza é de 415 km. O acesso ao município pode ser feito pela BR-116 e CE-284.

O acesso ao eixo barrável, é feito partindo-se de Fortaleza pela rodovia BR-116, até o quilômetro 404, entroncamento com a CE-284. Neste ponto toma-se na direção leste (esquerda) até a cidade de Umari. A partir de Umari segue-se pela rodovia CE-151 (não pavimentada), em direção a Baixio até aproximadamente 6 km onde toma-se a direita uma estrada carroçável. Percorrendo por essa estrada por mais 5km chega-se ao local do boqueirão na localidade denominada Xique-Xique. (ver Figura 2.1 a seguir).

Mapa de localização fig 2.1. – A3

3 - CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA BACIA HIDROGRÁFICA

3 - CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA BACIA HIDROGRÁFICA

A bacia do Açude Jenipapeiro abrange uma área de 186,4 km², um perímetro de 74,2 km, uma declividade média de 18 m/km e um comprimento do curso principal de 27,8 km. A forma desta bacia pode agora ser caracterizada utilizando estes dados. Esta informação 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 Jenipapeiro pode ser caracterizada por estes índices calculados da seguinte forma:

$$k_c = \frac{P}{\frac{2\pi\sqrt{A}}{\sqrt{\pi}}}$$

Fator de compacidade

$$k_f = \frac{A}{L^2}$$

Fator de forma

Onde,

A é a área da bacia;

P o perímetro da bacia; e

L o comprimento do curso principal da bacia de interesse.

Para a bacia do açude Jenipapeiro, tem-se que $A = 186,4 \text{ km}^2$, $P = 74,2 \text{ km}$ e $L = 27,8 \text{ km}$, o que resulta em um fator de forma (k_f) de 0,03 e um fator de compacidade (k_c) de 1,53.

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 Jenipapeiro não é tão próximo de 1, o que indica uma bacia não muito sujeita a enchentes.

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. O fator de forma para a Bacia do Açude Jenipapeiro é muito baixo, o que ratifica a tendência do fator de compacidade, bacia não sujeita a enchentes.

A Figura 3.1 mostra a altimetria da bacia do Açude Jenipapeiro e a Figura 3.2 mostra os municípios que compõem a bacia: Baixio, Icó e Umari.

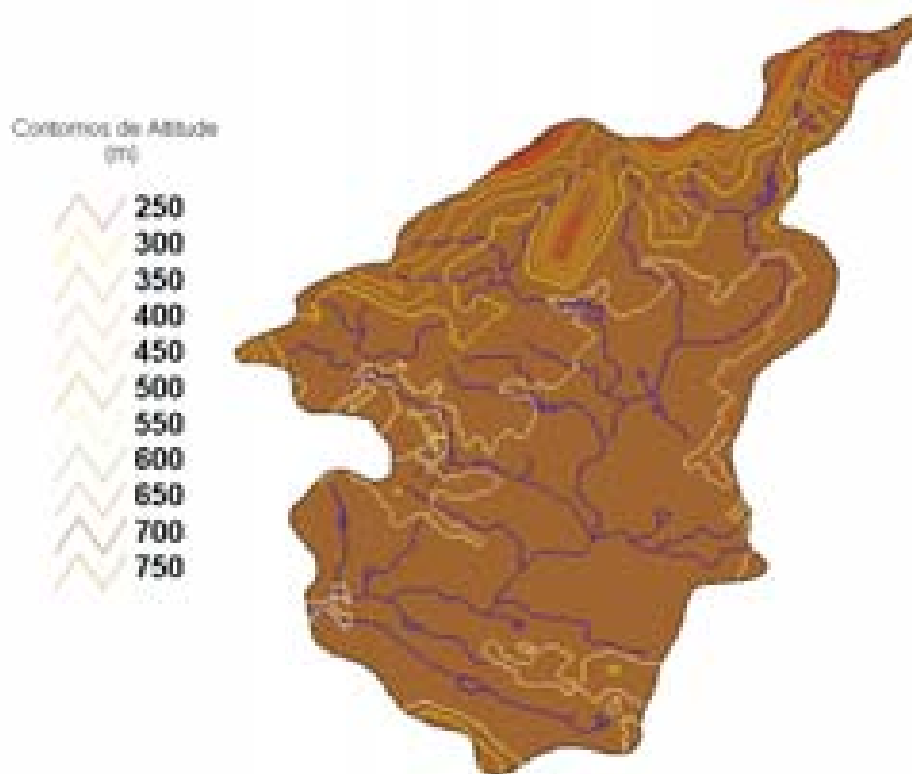


Figura 3.1. Bacia do Açude Jenipapeiro.



Figura 3.2. Municípios que compõem a Bacia do Açude Jenipapeiro.

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 Jenipapeiro tem predominantemente, solos Bruno não Cálcico e Solonetz Solodizado (NC4 e SS3, respectivamente. Ver Figura 3.3), o que associado com o relevo da bacia resulta em solos com moderada a baixa capacidade de drenagem (Figura 3.4). A vegetação predominante é a Floresta Caducifólia Espinhosa ou Caatinga Arbórea (Figura 3.5) e o principal uso é a agricultura (culturas anuais, temporárias e permanentes) e vegetação natural composta de matas e capoeiras (Figura 3.6).

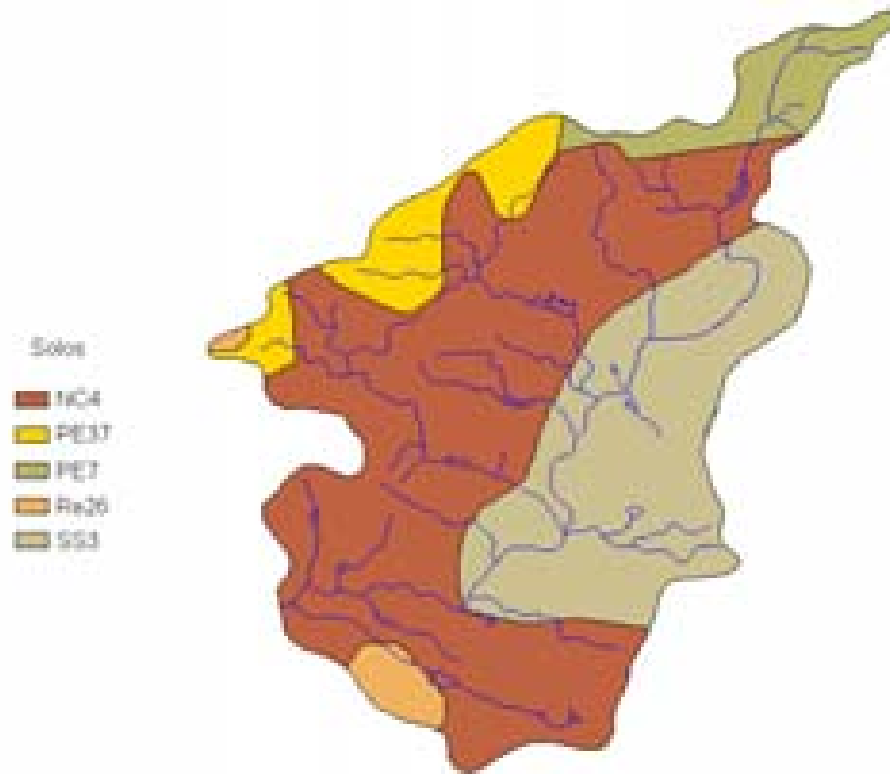


Figura 3.3. Solos da Bacia do Açude Jenipapeiro (Fonte: FUNCEME).

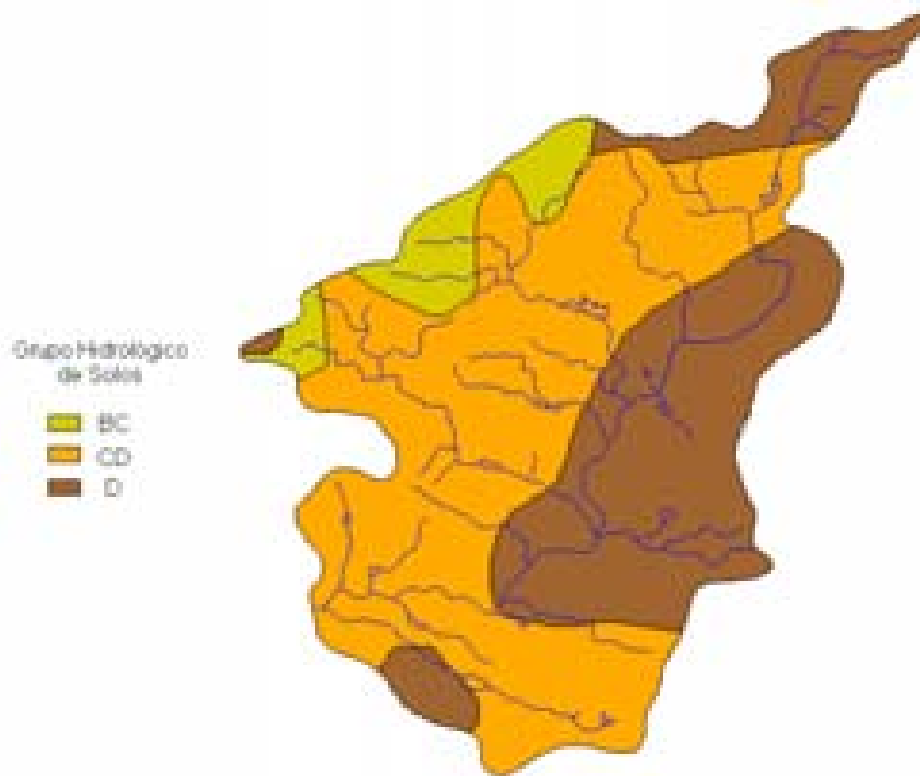


Figura 3.4. Grupos Hidrológicos de Solos da Bacia do Açude Jenipapeiro (Fonte: FUNCEME).



Figura 3.5. Vegetação da Bacia do Açude Jenipapeiro (Fonte: FUNCEME).

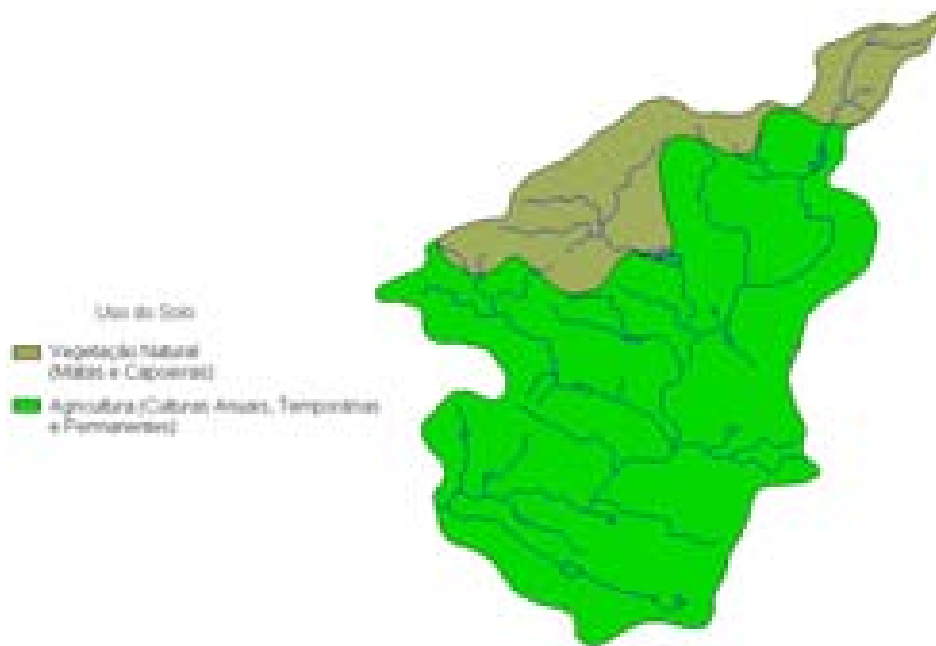


Figura 3.6. Uso e Ocupação do Solo da Bacia do Açude Jenipapeiro (Fonte: FUNCEME).

4 - ESTUDOS HIDROCLIMATOLÓGICOS

4 – ESTUDOS HIDROCLIMATOLÓGICOS

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

Não existe nenhuma estação hidroclimatológica nos domínios da bacia, sendo por isso utilizada como estação representativa a de Iguatu, com denominação homônima de sua localidade (INEMET, 1991). As normais climatológicas aqui apresentadas são referentes aos dados coletados pelo INEMET entre o período 1969-1989. 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 T12 e T24 TMG, TMAX e TMIN do dia, pela seguinte fórmula estabelecida pela OMM (Organização Meteorológica Mundial):

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

onde,

Tcomp - Temperatura média compensada

T12 - Temperatura observada às 12:00 TMG

T24 - Temperatura observada às 24:00 TMG

TMAX - Temperatura máxima do dia

TMIN - Temperatura mínima do dia

A temperatura compensada apresenta uma variação de 3,7 °C, isso para os meses de outubro (27,3 °C) e junho (23,6 °C). As médias máximas e mínimas extremas ocorrem respectivamente nos meses de outubro (33,9 °C) e julho (20,2 °C), conforme se observa no Quadro 4.1 e Figura 4.1.

Quadro 4.1

Temperaturas Máximas, Mínimas e Compensadas (°C) na estação de Iguatu

Média	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
Máxima	33,3	32,0	31,2	29,8	27,8	27,3	28,5	33,2	33,2	33,9	35,2	34,7
Comp.	26,4	26,7	24,3	24,2	24,6	23,6	25,5	25,5	26,4	27,3	26,5	26,7
Mínima	22,5	22,8	20,8	21,6	21,8	21,7	20,2	21,1	22,0	22,7	23,2	23,5

FONTE: INEMET (1991)

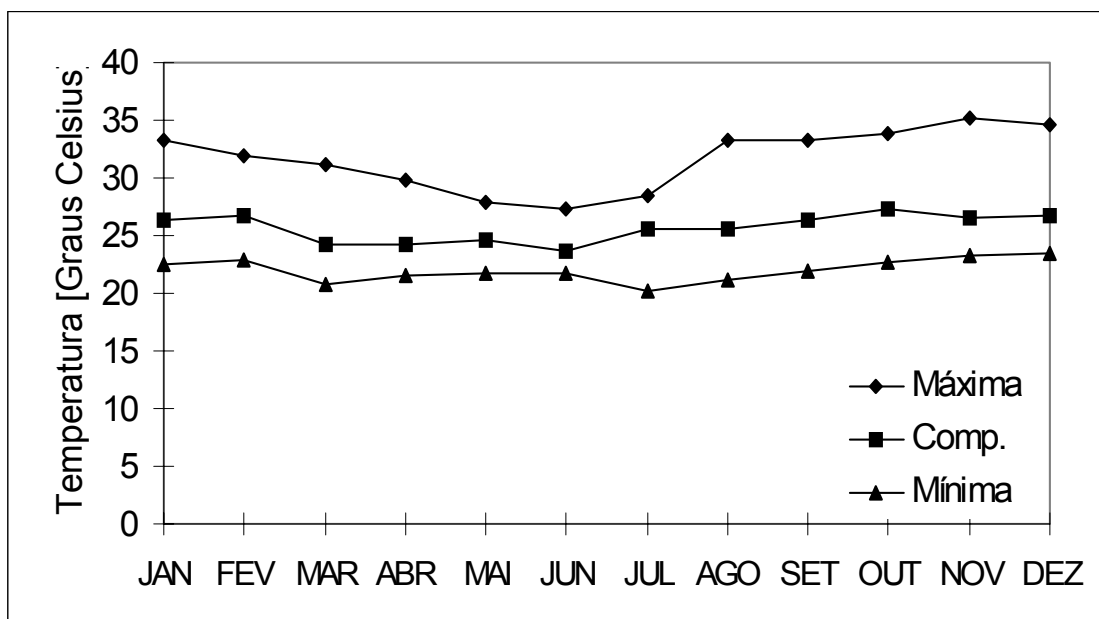


Figura 4.1

Temperaturas Máximas, Mínimas e Médias Compensadas na estação de Iguatu

4.2 - UMIDADE RELATIVA

A umidade relativa média apresenta uma variação máxima de 32%, referente aos meses de Abril (78%) e Novembro (46%), como se pode verificar no Quadro 4.2 e Figura 4.2.

Quadro 4.2 - Umidade Relativa na estação de Iguatu

Média	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
%	66	70	75	78	77	69	60	53	48	50	46	49

FONTE: INEMET (1991)

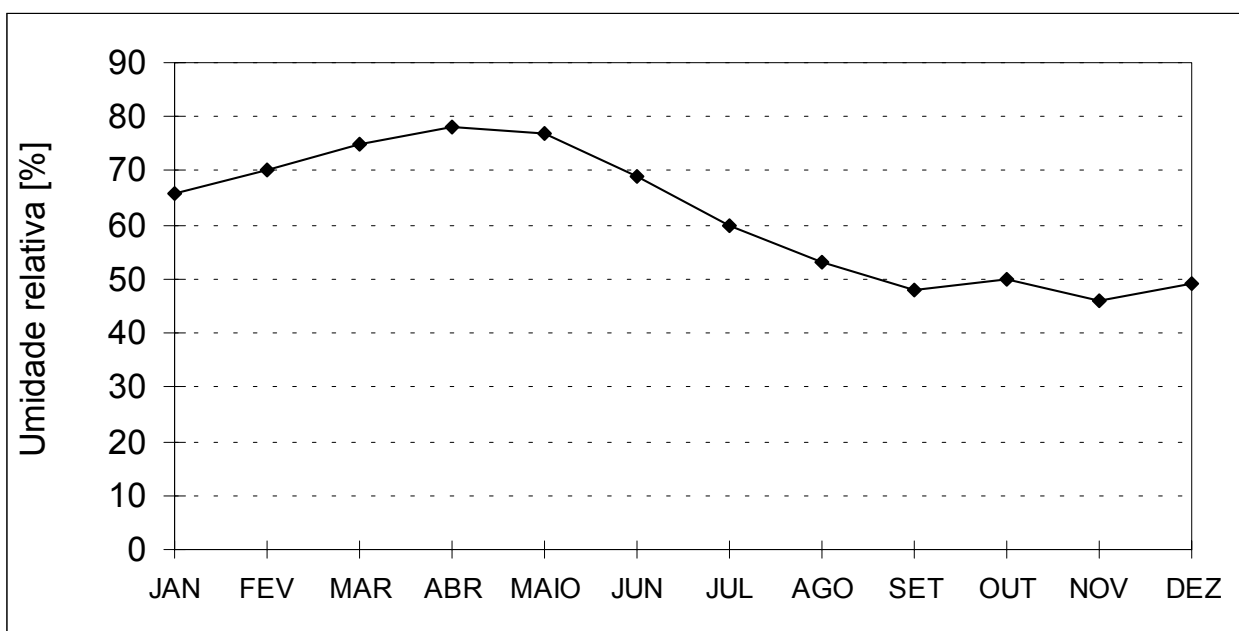


Figura 4.2-Umidade Relativa na estação de Iguatu

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.

4.3 - INSOLAÇÃO MÉDIA

O Quadro 4.3 e a Figura 4.3 mostram, respectivamente, o número de horas de exposição no local da estação de Iguatu e sua distribuição mensal. Em termos atuais, no mesmo período, tem-se 2897,6 horas de exposição, podendo-se concluir de maneira aproximada que cerca de 66% dos dias do ano possuem incidência solar direta. O trimestre fevereiro/março/ abril, apresenta, por razões óbvias, os menores valores.

Quadro 4.3 - Insolação Média na estação de Iguatu

Média	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
horas	218,8	179,6	203,0	196,5	247,1	235,5	244,5	284,1	307,0	280,8	266,7	234,0

FONTE: INEMET (1991)

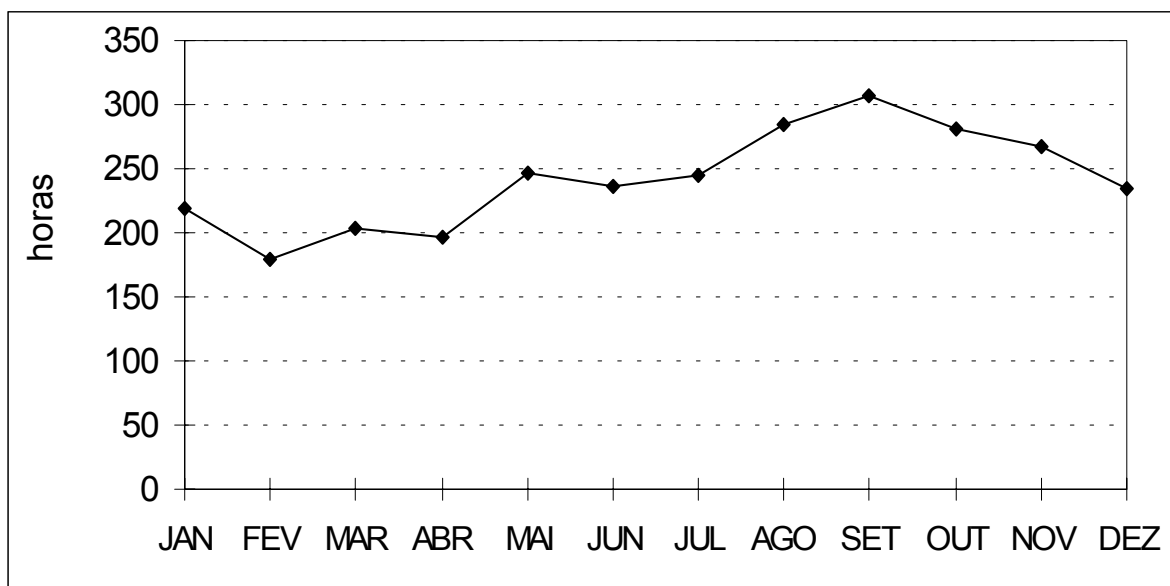


Figura 4.3 - Insolação Média na estação de Iguatu

4.4 - EVAPORAÇÃO MÉDIA

A evaporação anual observada em tanque-tipo classe “A” é de 1988,1 mm, distribuída ao longo dos meses segundo o Quadro 4.4 e Figura 4.4.

Quadro 4.4 - Evaporação Média na estação de Iguatu

Média	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
mm	161,4	113,6	89,5	86,4	100,9	147,1	188,1	217,8	218,9	236,6	214,9	212,9

FONTE: INEMET (1991)

O trimestre que apresenta os maiores valores de evaporação corresponde a setembro/outubro/novembro, ocorrendo o máximo em outubro (236,6 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 4.5 para K_a , em função da superfície do espelho.

Quadro 4.5 – Coeficiente de Evaporação

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

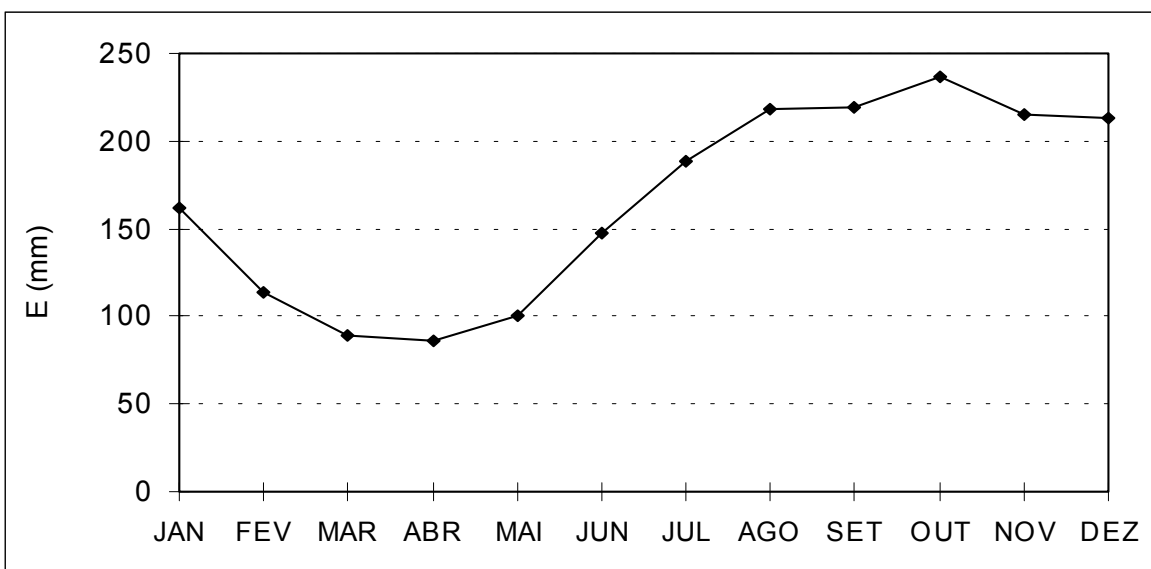


Figura 4.4 - Evaporação Média na estação de Iguatu

4.5 - EVAPOTRANSPIRAÇÃO

O Quadro 4.6 apresenta a evapotranspiração potencial mensal obtida segundo Hargreaves, totalizando 1905 mm. A Figura 4.5 confronta os valores do Quadro 4.6 com os valores da precipitação média em Jenipapeiro. Percebe-se, como característica, o déficit hídrico em praticamente todo o ano, com exceção dos meses de março e abril. Este fato demonstra, como é conhecido qualitativamente para as regiões semi-áridas, a necessidade da aplicação artificial de água.

Quadro 4.6 - Evapotranspiração Potencial (Hargreaves) na estação de Igatu

Média	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
mm	192	144	140	125	123	120	142	160	176	190	194	199

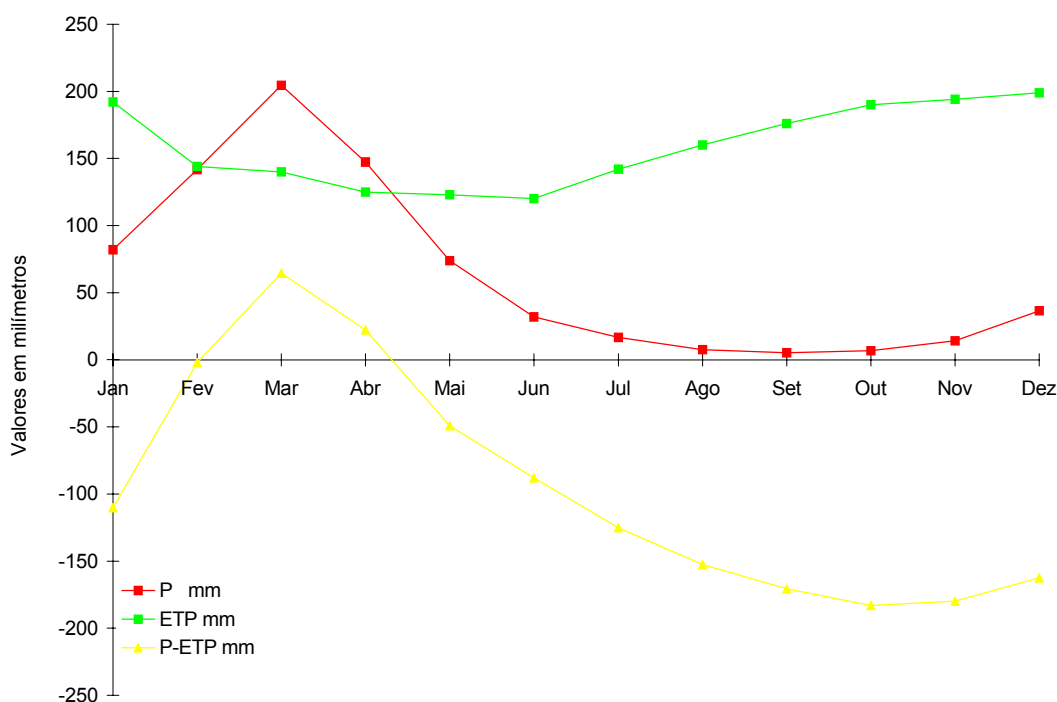


Figura 4.5 - Balanço Hídrico

4.6 - 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) , obtém-se o Quadro 4.7. A primeira coluna (P) representa os valores da precipitação mensal do posto Umari, escolhido como representativo da bacia hidrográfica do Jenipapeiro. A coluna da evapotranspiração potencial foi preenchida com os dados da Evapotranspiração Potencial, calculada por Hargreaves; a coluna NEG (negativo acumulado) representa um hipotético potencial matricial expresso em milímetros de déficit de água para o solo; ETR indica o valor da evapotranspiração real; a coluna DEF representa o déficit de água à planta e a última coluna EXC representa a quantidade de água que utrapassou a capacidade de retenção máxima do perfil considerado.

**Quadro 4.7 - Balanço Hídrico segundo Thornthwaite e Mather
Capacidade de Armazenamento = 100 mm**

Mês	P mm	ETP Mm	P-ETP mm	Neg mm	ARM mm	ALT mm	ETR mm	DEF mm	EXC mm
Jan	81,90	192,00	-110,10	0,00	0,00	0,00	81,90	110,10	0,00
Fev	141,80	144,00	-2,20	2,20	0,00	0,00	141,80	2,20	0,00
Mar	204,50	140,00	64,50	43,00	64,50	64,50	140,00	0,00	0,00
Abr	147,20	125,00	22,20	15,00	86,70	22,20	125,00	0,00	0,00
Mai	73,80	123,00	-49,20	64,20	52,00	-34,70	108,50	14,50	0,00
Jun	31,90	120,00	-88,10	152,30	21,00	-31,00	62,90	57,10	0,00
Jul	16,70	142,00	-125,30	277,60	6,00	-15,00	31,70	110,30	0,00
Ago	7,40	160,00	-152,60	430,20	0,00	-6,00	13,40	146,60	0,00
Set	5,30	176,00	-170,70	600,90	0,00	0,00	5,30	170,70	0,00
Out	6,80	190,00	-183,20	784,10	0,00	0,00	6,80	183,20	0,00
Nov	14,10	194,00	-179,90	964,00	0,00	0,00	14,10	179,90	0,00
Dez	36,40	199,00	-162,60	1126,60	0,00	0,00	36,40	162,60	0,00
ANO	767,80	1905,00	-1137,20		230,20	0,00	767,80	1137,20	0,00

4.7 - CLASSIFICAÇÃO DO CLIMA

4.7.1 - 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.

4.7.2 - 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 60.

- 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 0. Foi adotada uma capacidade de armazenamento de 100 mm.

- Índice efetivo de umidade:

Este índice reflete o excesso ou déficit de água ao longo do ano, apresentando um valor igual a -36.

Com base nestes índices, os dados para a área de estudo, mostram um clima semi-árido; tipo D, com índice efetivo de umidade variando entre -20% e -40%; clima seco, sub-tipo d, com índice de aridez superior a 33%; tipo A', megatérmico e sub-tipo a', baixa variação estacional (DdA'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 utilizada neste estudo foi inicialmente tratada pelo método do Vetor Regional (HIEZ, 1978) por ocasião do Plano Estadual de Recursos Hídricos, destinado à identificação de inconsistências nas séries históricas.

Apenas uma estação foi utilizada neste estudo, a mais próxima da área de interesse, bacia do Açude Jenipapeiro, que possui uma área de 186,4 km², além de estar em uma altitude que representa melhor as características da área de estudo.

A análise destes dados no PERH (1992) foi realizada a nível anual e mensal. 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, 1992 - Relatório Geral - Diagnóstico.

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

Quadro 5.1 - Posto utilizado consistido pelo método do Vetor Regional

Posto	Código	Período	Latitude	Longitude	Altitude (m)
Umari	3832361	1912 - 1988	6°39'	38°42'	350

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 do Estado, onde se encontra a área do estudo, que apresenta, segundo análise destas figuras, média pluviométrica em torno de 800 mm com um coeficiente de variação em torno de 0,35. Para o posto de Umari temos uma média anual de 778 mm, um desvio padrão de 269 mm e um coeficiente de assimetria de 0,995.

Uma análise freqüencial foi realizada para o posto Umari (3832361), 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 (anos)						
		10	50	100	200	500	1000	10000
3832361	75	1141,44	1478,59	1617,96	1756,05	1938,1	2076,2	2542,79

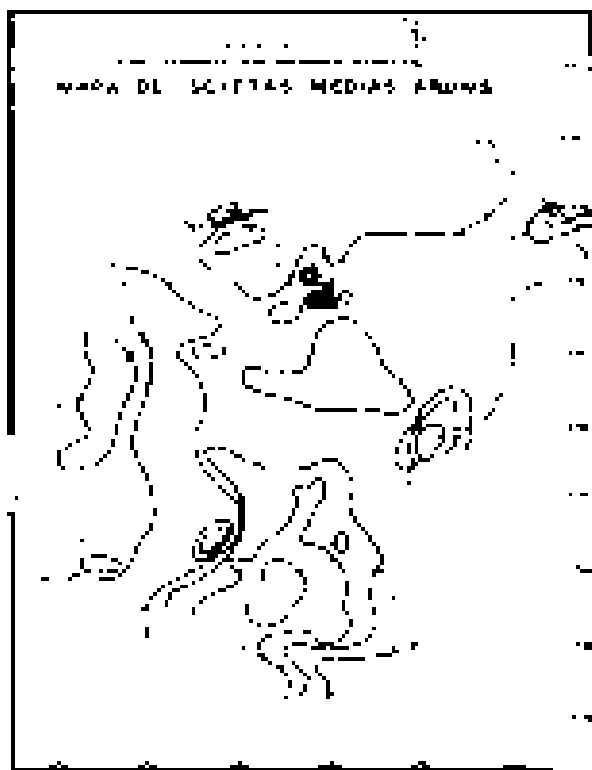


Figura 5.1 – Isoietas

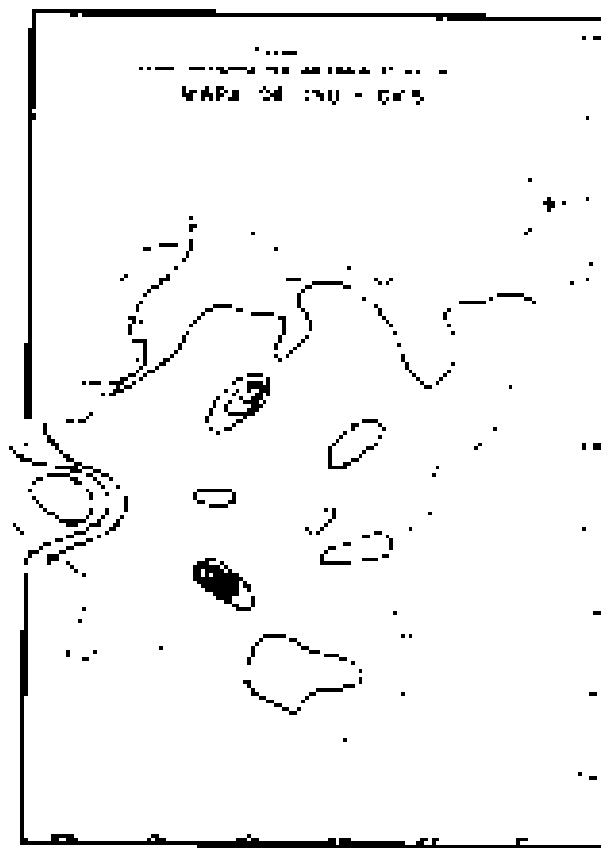


Figura 5.2 – Iso-cv's

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 65% do total anual precipita-se em apenas três meses do ano. Neste trimestre, o mês de março corresponde ao mais chuvoso, com cerca de 27% 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 freqüência utilizando a série de totais mensais para o mês mais chuvoso no posto considerado: março. Os períodos de retorno utilizados variam de 10 a 10000 anos, com totais pluviométricos obtidos por ajustamento da distribuição Pearson III.

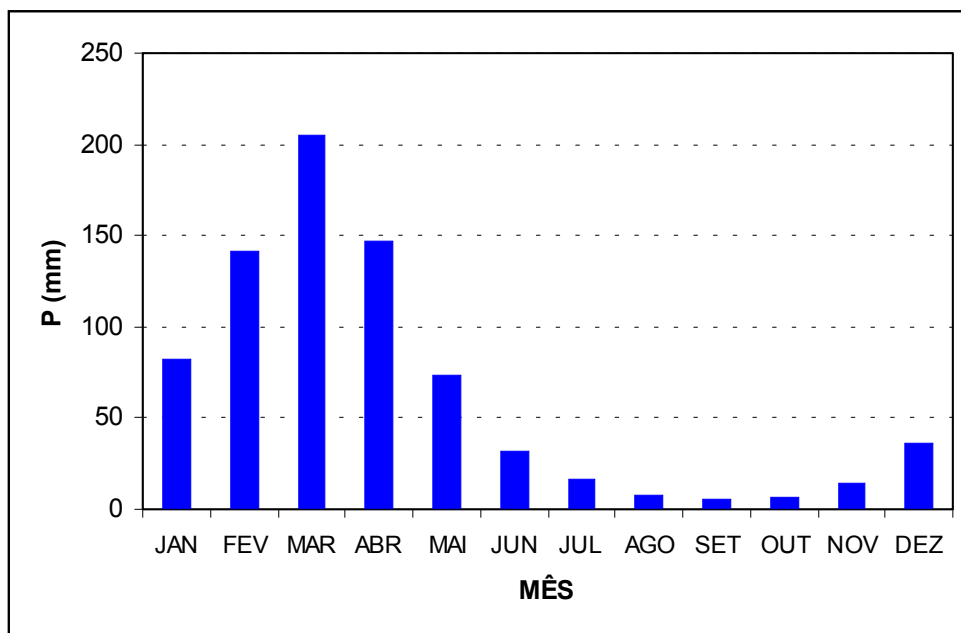


Figura 5.3 – Hietograma Mensal (Posto: Umari)

Quadro 5.3

Índices de Concentração Pluviométrica - Série de Valores Médios Mensais.

Código	MÊS	VALOR	%TOT	TRIMES	VALOR	%	SEM	VALOR	%
3832361	MARÇO	204,5	26,6	FMA	493,5	64,3	1	681,1	88,7

Quadro 5.4 - Análise de Frequência-Nível Mensal-Distribuição Pearson III.

Código	N	Período de Retorno (anos)						
		10	50	100	200	500	1000	10000
3832361	75	347,83	470,58	520,38	569,29	633,21	681,31	841,88

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 Pearson III.

Código	N	Período de Retorno (anos)						
		10	50	100	200	500	1000	10000
3832361	75	96,60	120,01	129,61	139,09	151,53	160,94	192,56

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 existem 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, estabeleceu-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 etapas de cálculo descritas a seguir:

1. multiplicar a chuva de um dia por 1,10 para se obter a chuva pontual de 24 horas;
2. determinar a isozona onde está localizado o centro de gravidade da bacia hidrográfica - isozona G para a área em estudo (Figura 5.4);
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.

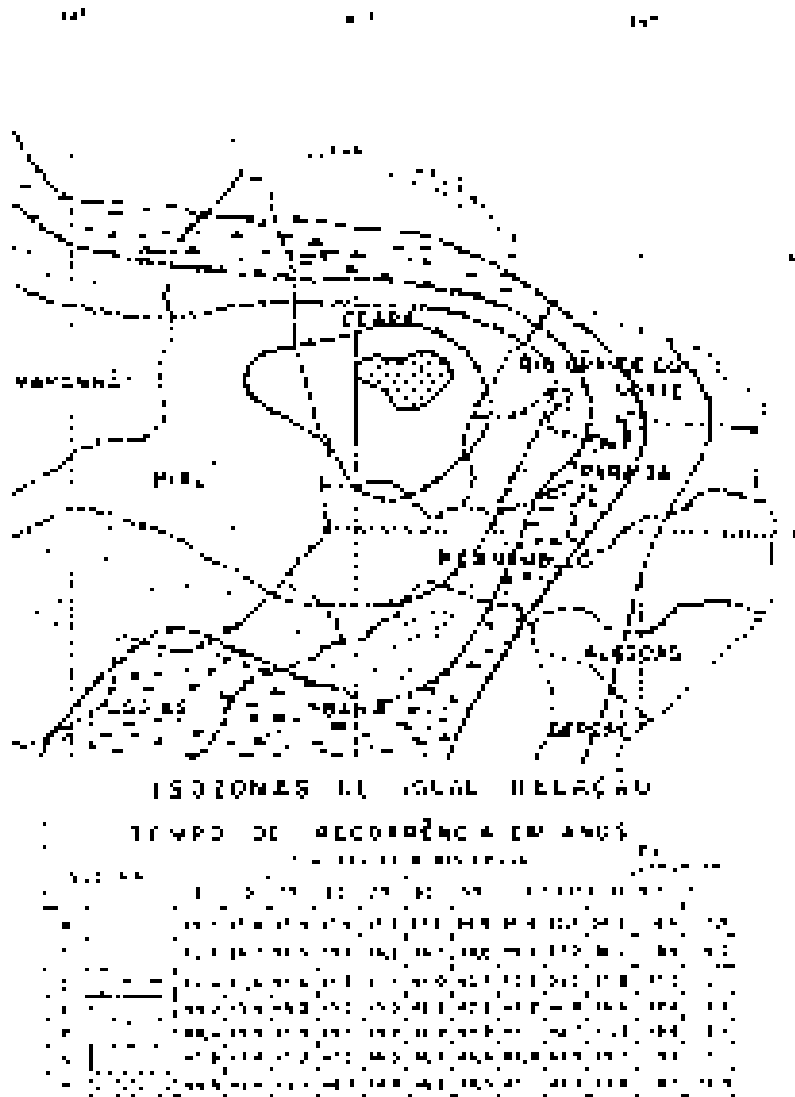


Figura 5.4 – Método das Isozonas de Taborga

O método das isozonas apresenta diferenças bem significativas quando comparado com o método tradicional, conforme mostra Silva, Kern e Henrique (1989), o que sugere que os resultados obtidos pelo método das isozonas sejam observados com certas restrições.

A Figura 5.5 mostra as curvas intensidade-duração-freqüência para diferentes tempos de retorno obtidas a partir do posto de Umari (3832361) com a metodologia de Torga.

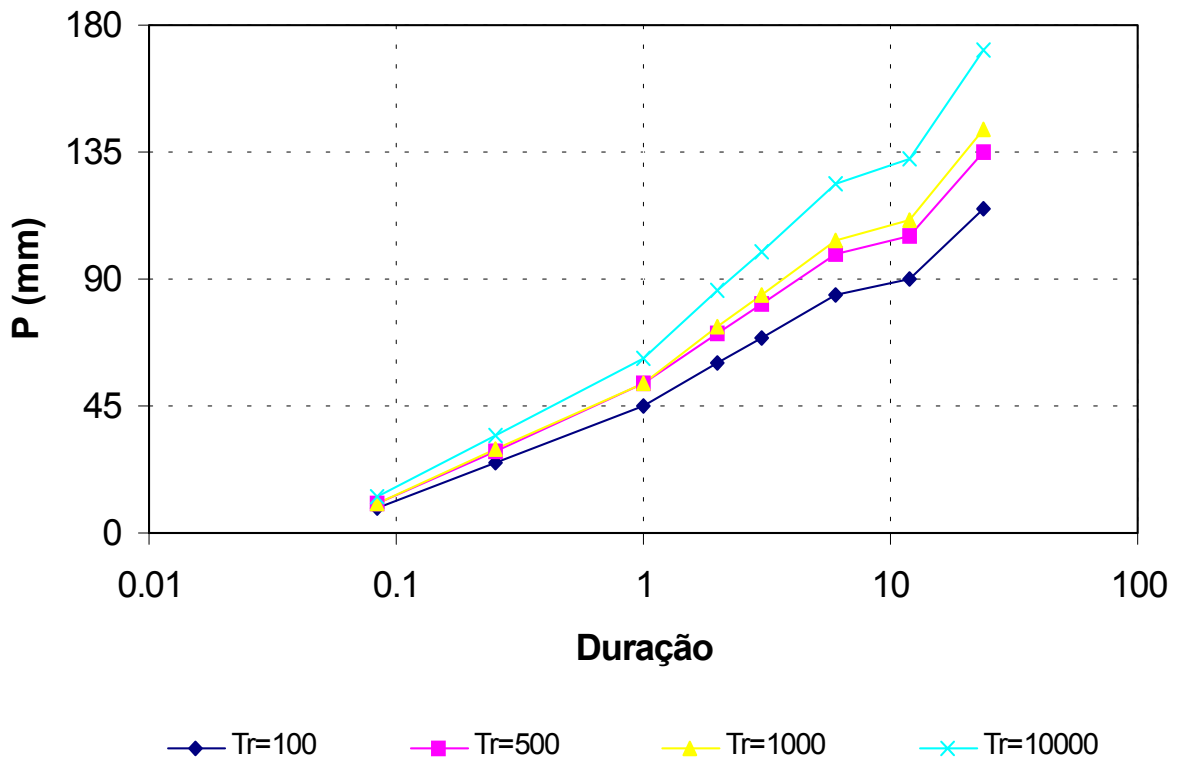


Figura 5.5 – Curvas intensidade-duração-freqüência

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. A utilização de métodos diretos ficou impossibilitada diante a inexistência de registros fluviométricos na bacia do Jenipapeiro.

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 hidrograma 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 Açude Jenipapeiro 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 hietogramas de projeto correspondentes a 1000 e 10000 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 Açude Jenipapeiro, diante dos dados disponíveis, 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 Açude Jenipapeiro 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 obtidas nos estudos hidroclimatológicos, sendo ajustado à área da bacia usando a seguinte equação:

$$P_A = P_0 \cdot (1 - W \cdot \log(\frac{A}{A_0}))$$

onde,

$W = 0,15$ (coeficiente regional para zonas áridas e semi-áridas);

P_A = Precipitação sobre toda a área;

P_0 = Chuva pontual;

$A = 186,4 \text{ km}^2$ (área da bacia); e

$A_0 = 25 \text{ km}^2$ (área base para chuva pontual),

Assim, se obtém um fator de redução igual a $0,87 (1 - W \cdot \log(A/A_0))$. O Quadro 6.1 apresenta a chuva pontual e a reduzida, esta última obtida com a aplicação do fator redutor de área da primeira.

A partir das curvas de chuva reduzida, foram obtidas as precipitações associadas aos tempos de retorno de 1000 e 10000 anos para as durações de 5 min, 15 min, 60 min, 2 h, 3 h, 6 h, 12 h e 24 h. O HEC-1 utiliza estes dados 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.

Quadro 6.1 - Valores de Chuva de 24 horas (mm) - Pontual e Reduzida

Duração								
Chuva Pontual								
	5 min	15 min	60 min	2 h	3 h	6 h	12 h	24 h
P(mm) - TR 100	11,4	30,8	55,3	74,3	85,5	104,5	111,6	142,6
P(mm) - TR 500	12,5	36,0	65,7	87,7	100,6	122,6	130,8	166,7
P(mm) - TR 1000	13,3	36,5	65,9	90,1	104,3	128,5	137,5	177,0
P (mm) - TR 10000	15,9	42,8	76,7	106,2	123,4	152,9	163,8	211,8
Chuva Reduzida								
P(mm) - TR 100	9,2	24,9	44,7	60,1	69,1	84,4	90,2	115,2
P(mm) - TR 500	10,1	29,1	53,1	70,9	81,3	99,1	105,7	134,7
P(mm) - TR 1000	10,7	29,5	53,2	72,8	84,3	103,9	111,1	143,1
P (mm) - TR 10000	12,8	34,6	62,0	85,8	99,7	123,5	132,4	171,2

6.2.2 - Precipitação Efetiva para aplicação do HEC-1

O modelo utilizado pelo HEC-1 refere-se à 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 como 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 Açude Jenipapeiro foi adotado um CN = 80 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

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (1)$$

onde,

Q = escoamento;

P = precipitação;

S = capacidade máxima de armazenamento do solo; e

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:

$$I_a = 0,20.S \quad (2)$$

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

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

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 Açude Jenipapeiro tem-se:

L = 27,8 km ΔH = 500 m S = 18 m/km v (m/s) = 1,91 m/s, o que resulta T_C = 4,05 h; T_{LAG} = 2,43 h para a Barragem Jenipapeiro.

A vazão de pico e o tempo de pico são 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 (m³/s), t_p = tempo de pico do hidrograma (h), A = área da bacia em km² 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	5	134,59	54,45	80,14
10.000	5	161,02	57,16	103,86

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

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

onde T_c = é o tempo de concentração da bacia. O HEC-1 sugere que $\Delta t \leq 0,29 T_{LAG}$. O intervalo escolhido pelo HEC-1 foi de 5 minutos. Para o cálculo do hidrograma de projeto por esta metodologia, é necessária uma estimativa do tempo de concentração da bacia, foi avaliado através da aplicação da fórmula de Kirpich.

As Figuras 6.1 e 6.2 apresentam os hietogramas de projeto (precipitação total) e os hidrogramas afluentes a barragem Jenipapeiro obtidos através do uso do modelo HEC-1 correspondentes aos tempos de retorno 1000 e 10000 anos, conforme metodologia acima. A vazão de pico do hidrograma foi $724,2 \text{ m}^3/\text{s}$ para o período de retorno de 1000 anos, e $928,35 \text{ m}^3/\text{s}$ para o período de retorno de 10000 anos.

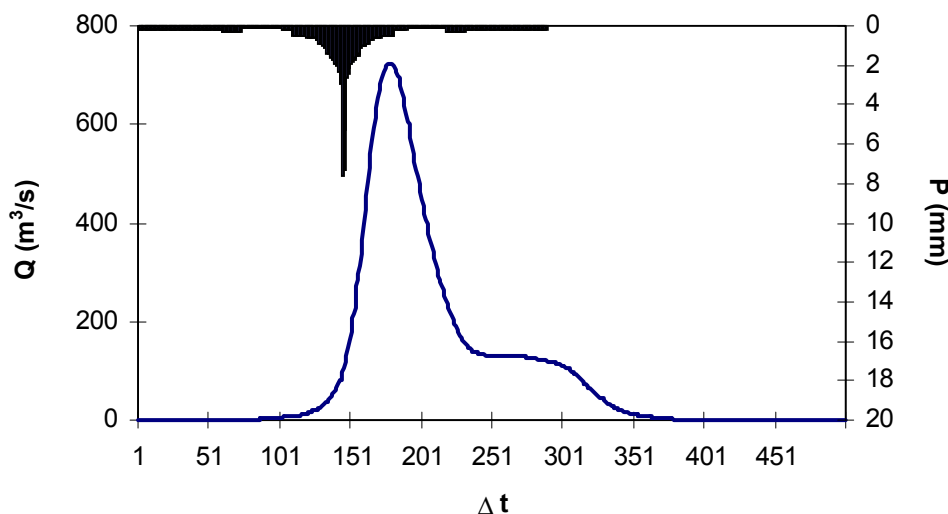


Figura 6.1 - Hidrograma total afluente ao Açude Jenipapeiro ($T_r = 1000$ anos).

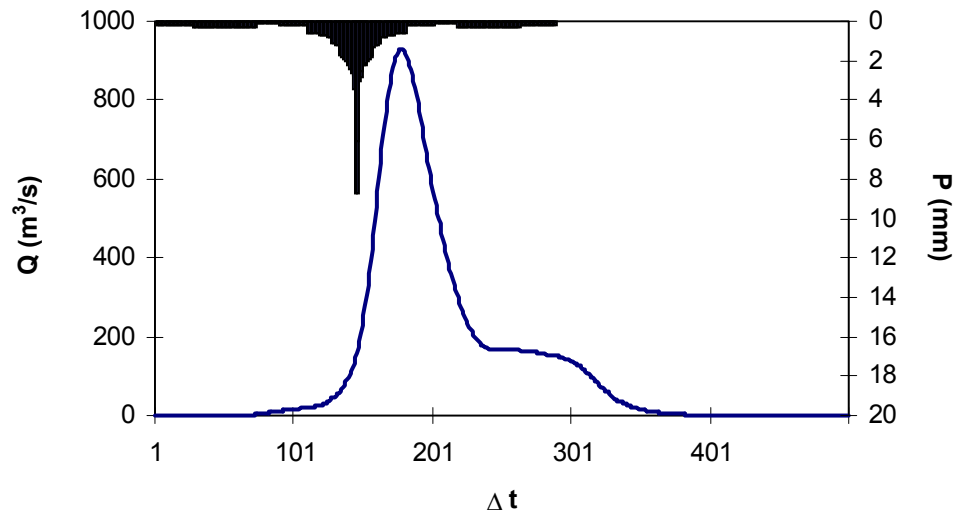


Figura 6.2 - Hidrograma total afluyente ao Açude Jenipapeiro ($T_r = 10000$ anos).

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 Jenipapeiro;
2. Estimativa das perdas por evaporação e sangria da Barragem Jenipapeiro;

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 foram utilizados dois métodos, a saber:

1. Solução direta da equação de balanço hídrico;
2. Diagrama Triangular de Regularização.

7.2.1 - Solução Direta da Equação do Balanço Hídrico

A equação do balanço hídrico de um reservatório 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 INTERMITENTES. 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 $\text{MIN}(0,5 K; 0,5 \mu)$; e
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; e
6. Concluído os 2000 anos, verifica-se se a frequência 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.

7.2.2 - O Diagrama Triangular de Regularização

O método do Diagrama Triangular baseia-se no balanço de massas de um reservatório para um período longo:

$$\sum I - \sum M - \sum S - \sum E = Z - Z_0$$

onde $\sum I$, $\sum M$, $\sum S$, $\sum E$ representam as somas dos volumes afluente, retirado, sangrado e evaporado, enquanto Z representa a diferença entre os volumes final e inicial do reservatório. Dividindo-se a equação de balanço de massas acima por N, sendo N suficientemente grande, obtém-se:

$$\mu = E \{M\} + E \{S\} + E \{E\}$$

onde $E \{.\}$ é o operador valor esperado e μ o deflúvio afluente médio. Pela última equação verifica-se que o volume afluente divide-se em três componentes, o que sugere o uso do Diagrama Triangular para estabelecer como esta divisão se processa em função dos parâmetros estatísticos dos deflúvios e das características do reservatório (CAMPOS, 1990).

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: 94 mm
- volume afluyente médio escoado (μ): 17,5 hm³/ano

O coeficiente de variação de CV = 1,4 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,

$$E_L = 0,85 \cdot (147,1 + 188,1 + 217,8 + 218,9 + 236,6 + 214,9 + 212,8)$$

$$= 1220,8 \text{ mm (evaporação na estação seca)}$$

$$\alpha = 12943,5 \quad f_E = 3\alpha^{1/3} E_L / \mu^{1/3} = 0,33$$

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) para a barragem Jenipapeiro. A Figura 7.1 apresenta as curvas de regulação para o reservatório Jenipapeiro, que nada mais são que a graficação dos valores apresentados no Quadro 7.1.

A Figura 7.1 e os dados apresentados no Quadro 7.1 sugerem que a partir da cota 260 m (volume em torno de 43,4 hm³) os ganhos incrementais na capacidade de regularização da barragem com o aumento do barramento não são significativos. Para esta capacidade o reservatório regulariza 24,4% do volume afluyente médio anual, ou seja, 4,281 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 0,144 m³/s. O Quadro 7.2 mostra como o volume afluyente ao reservatório distribui-se em volume regularizado (RG), volume evaporado (EV) e volume sangrado (SG).

Utilizando-se o método do Diagrama Triangular de Regularização com $f_E = 0,33$, $f_K = 2,48$ e CV = 1,4, obtém-se um volume de 4,375 hm³ regularizado anualmente, ou em termos de vazão, $Q_{90} = 0,139$ m³/s. Este valor está bem próximo ao valor obtido pela solução direta da equação do balanço hídrico (Quadro 7.2). A Figura 7.2 apresenta o Diagrama Triangular (CV = 1,4) e nele o caso da Barragem Jenipapeiro.

Quadro 7.1 - Estudo incremental de capacidades do Reservatório Jenipapeiro

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)
250	1,8302	0,10	1,58	0,277	92,58	16,221	4,70	0,824	-----	0,0090	0,2846
251	3,1156	0,18	3,12	0,547	89,01	15,595	6,73	1,180	0,2186	0,0179	0,5657
252	5,0724	0,29	5,82	1,020	83,91	14,702	9,17	1,606	0,2552	0,0338	1,0650
253	7,6743	0,44	9,14	1,602	77,93	13,655	11,85	2,076	0,2434	0,0539	1,6982
254	10,7631	0,61	11,03	1,933	72,77	12,750	15,14	2,652	0,1101	0,0646	2,0382
255	14,3976	0,82	13,11	2,298	67,33	11,797	18,49	3,241	0,1042	0,0766	2,4169
256	18,6777	1,07	15,85	2,777	61,29	10,739	21,83	3,825	0,1193	0,0928	2,9276
257	23,6423	1,35	18,53	3,247	55,22	9,675	25,26	4,425	0,1021	0,1089	3,4346
258	29,3155	1,67	20,58	3,606	49,53	8,678	28,92	5,067	0,0668	0,1209	3,8137
259	35,8059	2,04	22,35	3,916	43,93	7,697	32,76	5,740	0,0500	0,1312	4,1380
260	43,4495	2,48	24,43	4,281	38,15	6,685	36,51	6,397	0,0517	0,1438	4,5335
261	52,2521	2,98	25,69	4,502	32,81	5,748	40,61	7,115	0,0268	0,1512	4,7698
262	62,0263	3,54	26,82	4,700	27,68	4,850	44,65	7,823	0,0217	0,1580	4,9823
263	73,0997	4,17	27,79	4,870	22,68	3,974	48,70	8,534	0,0161	0,1636	5,1605
264	85,5154	4,88	29,06	5,091	17,94	3,143	52,16	9,139	0,0193	0,1712	5,4002

Quadro 7.2

Distribuição do volume afluyente e Qr (90%) para o Reservatório Jenipapeiro

Equação do Balanço Hídrico – Cota 260 m			
RG - %	SG - %	EV - %	Qr 90% (m ³ /s)
4,281 – 24,4%	6,397 – 36,5%	6,685 – 38,15%	0,143
Diagrama Triangular de Regularização – Cota 260 m			
4,375 – 25,0%	6,475 – 37,0%	6,650 – 38,0%	0,139

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)

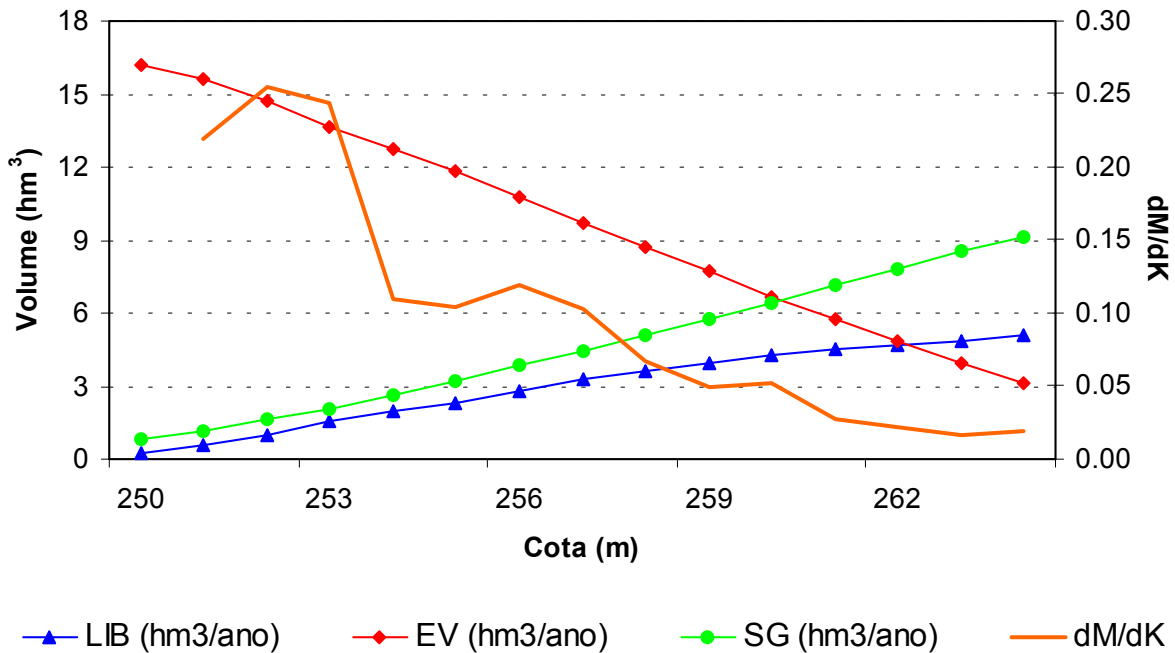


Figura 7.1 - Curvas de Regulação do Reservatório Jenipapeiro.

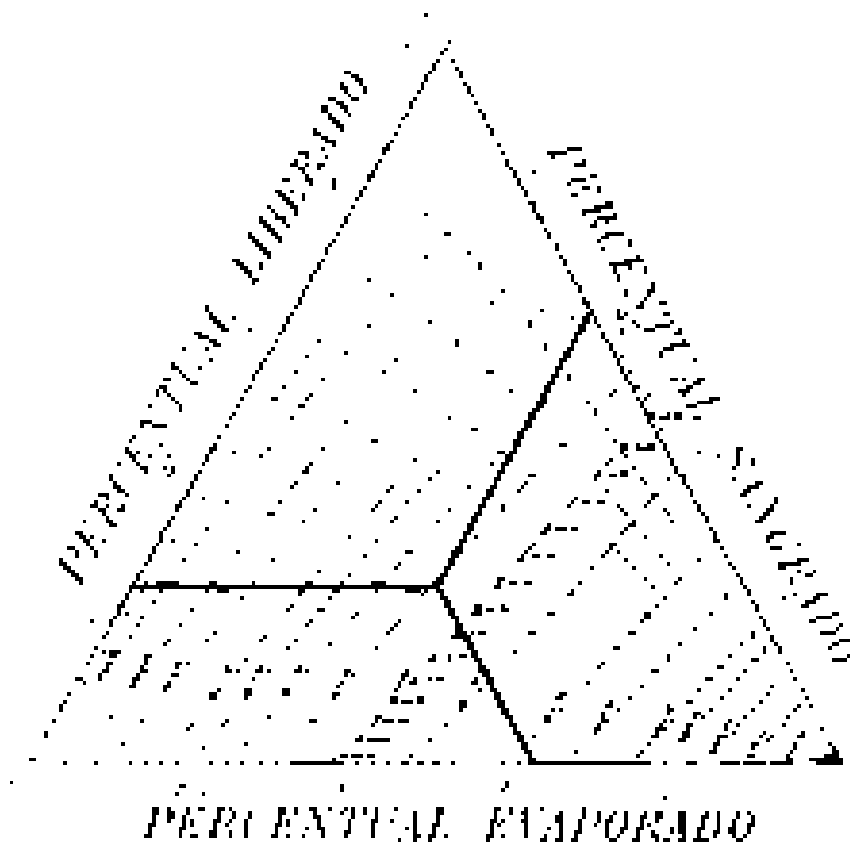


Figura 7.2 – Diagrama Triangular de Regularização aplicado a Barragem Jenipapeiro.

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 Jenipapeiro, com vistas a dar suporte à decisão sobre a capacidade de acumulação da mesma.

8.2 - ESTUDOS HIDROLÓGICOS

O capítulo 7 sugere que a partir da cota 260 m os ganhos incrementais na capacidade de regularização da barragem com o aumento do barramento não são significativos. Esta cota corresponde a capacidade de acumulação de 43,4 hm³. Para esta capacidade o reservatório regulariza 24,4% do volume afluente médio anual, ou seja 4,281 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 0,144 m³/s. A topografia aqui não foi um fator limitante na escolha da capacidade de acumulação.

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\$ 0,059 (cota 259 e 260 m) e R\$ 0,062 (cota 262 m).

➤ o custo anual do m³ de acumulação variou entre R\$ 0,008 (cota 258 m) e R\$ 0,005 (cota 262 m).

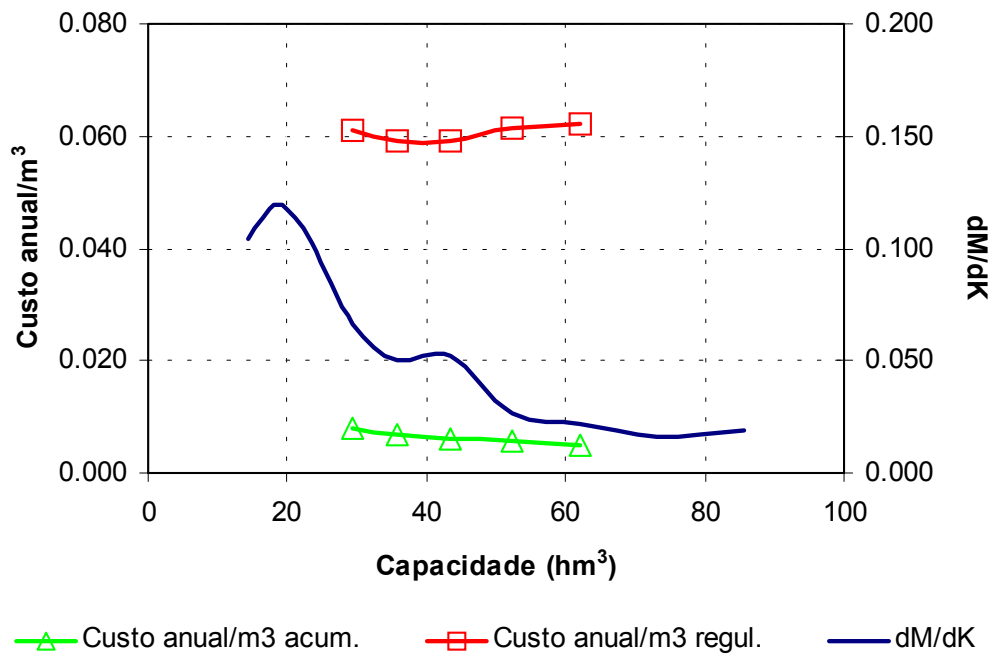


Figura 8.1. Análise hidrológico-econômica para seleção da capacidade da barragem Jenipapeiro.

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

O custo anual por m³ regularizado tem o seu mínimo nas cotas 259 - 260 m. Acima destas cotas os ganhos na capacidade de regularização por incremento de volume armazenado não compensam o aumento nos respectivos custos. Assim, considerando os aspectos hidrológico-econômicos sugere-se a adoção da cota de soleira = 260 m (volume de armazenamento = 43,4 hm³).

9 - DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO

9 - DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO

Uma vez realizado o dimensionamento do reservatório com base nos estudos hidrológicos e econômicos do capítulo anterior, faz-se necessário agora o dimensionamento do sangradouro visando a 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 a partir da lâmina obtida foi determinado a cota do coroamento como sendo 262,70m e verificado a folga para a lâmina de 10.000 anos que atendeu a condição de ser maior que 0,50m.

Não havia marcas de cheias históricas no local da barragem, o que impossibilitou o uso desta informação.

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; e

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 $(Q_{t+1} + 2 \cdot S_{t+1}/\Delta t)$ 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 os intervalos de cálculo.

O vertedouro é do tipo Perfil Creager, sendo o seu coeficiente de descarga adotado 2,1, ficando sua equação característica:

$$Q = 2,1 L (Z - Z_w)^{1.5}.$$

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.

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 abaixo mostra para o tempo de retorno $T_r=1.000$ anos, o hietograma de projeto, o hidrograma de entrada e o de saída ao reservatório Jenipapeiro. Os resultados para o tempo de retorno de 10.000 anos são apresentados na Figura 9.2.

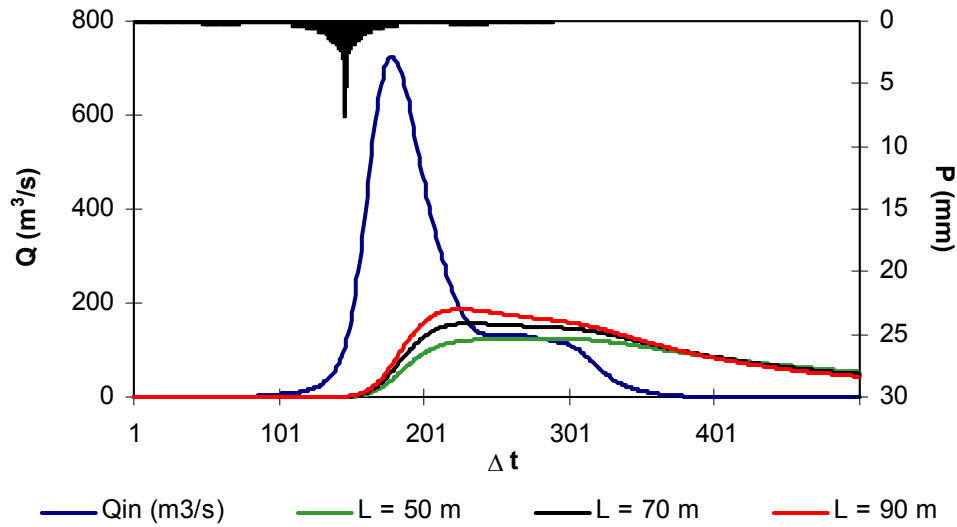


Figura 9.1 - Hidrogramas de Entrada e de Saída do Reservatório Jenipapeiro $T_r=1000$ anos. Perfil Creager. Cota 260 m. $L = 50, 70$ e 90 m.

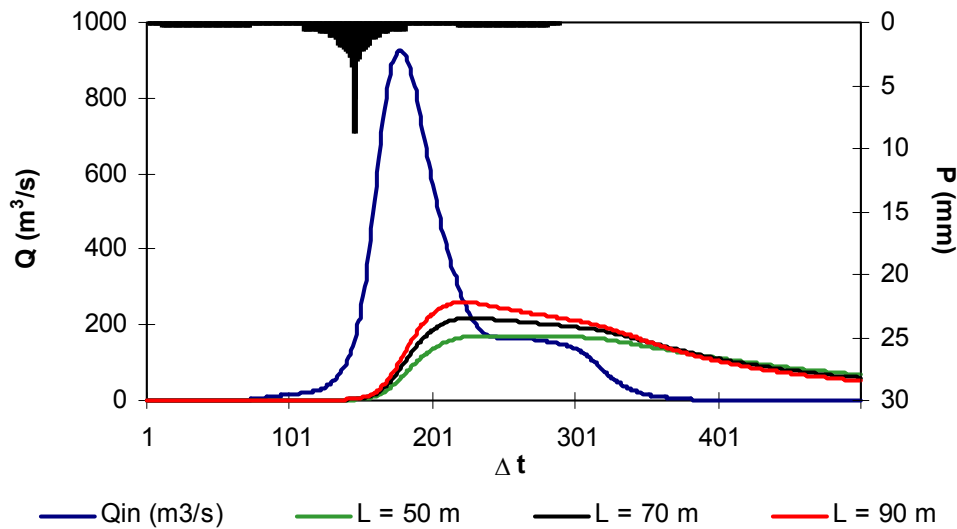


Figura 9.2 - Hidrogramas de Entrada e de Saída do Reservatório Jenipapeiro $T_r=10000$ anos. Perfil Creager. Cota 260 m. $L = 50, 70$ e 90 m.

Quadro 9.1 - Resultado da simulação acima descrita

L (m)	Q_{out} (m³/s)	Cota (m)	Lâmina (m)
Perfil Creager: Z_w = 260,0 m			
Tr = 1000 anos - Q_{in} = 724,20 m³/s			
50	124,0	261,1	1,1
70	157,0	261,0	1,0
90	187,0	261,0	1,0
Tr = 10000 anos - Q_{in} = 928,35 m³/s			
50	171,0	261,4	1,4
70	219,0	261,3	1,3
90	260,0	261,2	1,2

L = Largura do sangradouro Z_w = cota da soleira do sangradouro

Q_{in} = Vazão afluyente 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 Jenipapeiro 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 enchimento na fase de equilíbrio mostra que em cerca de 40% dos anos ocorre sangria quando não há retirada anual do reservatório, caindo para 12% dos anos quando a retirada anual é de 40 hm³. A Figura 10.1 apresenta as duas curvas probabilísticas de esvaziamento e enchimento. Nesta Figura pode-se ainda observar que para uma retirada igual a 4,281 hm³/ano (Capítulo 7, volume liberado com 90 % de garantia) tem-se uma probabilidade de esvaziamento na fase de equilíbrio próximo de 10%, o que implica em uma garantia de 90%.

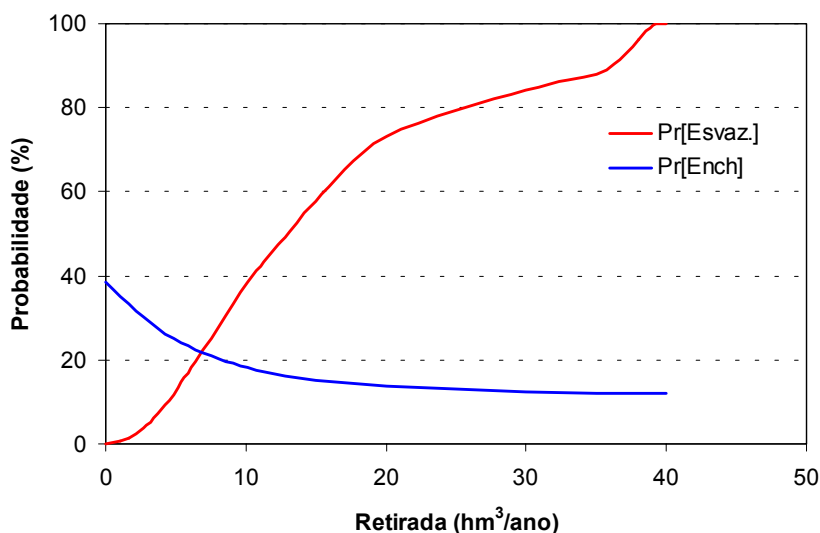


Figura 10.1. Probabilidades de esvaziamento e enchimento do açude Jenipapeiro.

10.3 - ASSOREAMENTO DO AÇUDE JENIPAPEIRO

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 a 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 17% de Argila, 13% de Silte e 70% de Areia. A partir destas características e outros dados da bacia (área da bacia, volume afluente médio anual, precipitação média anual da bacia 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.

Peso específico aparente inicial - γ_i (t/m ³):	1,331
Coefficiente de consolidação médio - K :	0,0266
Descarga sólida média (t/ano):	57866
Descarga sólida média específica (t/km ² /ano):	310,4
Razão de transporte ("delivery ratio") - T	0,132

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 Jenipapeiro 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 39,3 hm³, havendo uma redução de 9,5% no volume útil do açude Jenipapeiro, o qual era inicialmente de 43,4 hm³. 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 _r (t/m ³)	Sedimento Período (10 ³ t)	Sedimento Acumulado (hm ³)	Volume Efetivo ou Útil (hm ³)
0	10	43,4	2,5	1,0	1,3	564,6	0,4	43,0
10	20	43,0	2,5	1,0	1,4	564,6	0,8	42,6
20	30	42,6	2,4	1,0	1,4	564,6	1,3	42,2
30	40	42,2	2,4	1,0	1,4	564,6	1,7	41,8
40	50	41,8	2,4	1,0	1,4	564,5	2,1	41,4
50	60	41,4	2,4	1,0	1,4	564,5	2,5	41,0
60	70	41,0	2,3	1,0	1,4	564,5	2,9	40,5
70	80	40,5	2,3	1,0	1,4	564,4	3,3	40,1
80	90	40,1	2,3	1,0	1,4	564,4	3,7	39,7
90	100	39,7	2,3	1,0	1,4	564,4	4,1	39,3

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