

GOVERNO DO ESTADO



CEARÁ
AVANÇANDO NAS MUDANÇAS

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

AÇUDE PÚBLICO JERIMUM
TOMO 2 PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM JERIMUM
VOLUME 2 ESTUDOS HIDROLOGICOS

AGUASOLOS

SDU

BEC

FORTALEZA- CE
OUTUBRO DE 1993



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
PROJETO DE DESENVOLVIMENTO URBANO
PRO-URB / CE

AÇUDE PÚBLICO JERIMUM
TOMO 2: PROJETO EXECUTIVO DA
BARRAGEM JERIMUM
VOLUME 2 - ESTUDOS HIDROLÓGICOS

Lote 00622 - Prep () Scan () Index ()
Projeto Nº 2.712.000
Volume 1
Qtd A4 83 Qtd A3 _____
Qtd A2 _____ Qtd A1 _____
Qtd A0 _____ Outros _____



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
CIRO FERREIRA GOMES
GOVERNADOR

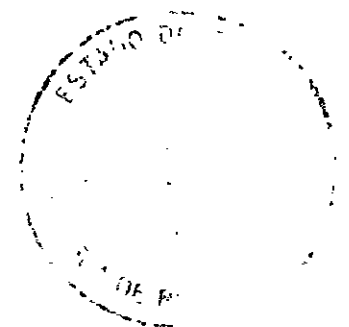
SECRETARIA DO DESENVOLVIMENTO URBANO E MEIO AMBIENTE
MARFISA MARIA DE AGUIAR FERREIRA
SECRETÁRIA

SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS
JOSÉ MOREIRA DE ANDRADE
SECRETÁRIO

BANCO DO ESTADO DO CEARÁ
PEDRO BRITO DO NASCIMENTO
PRESIDENTE

PROJETO DE DESENVOLVIMENTO URBANO DO ESTADO DO CEARÁ -
PRO-URB/CE
MARCONI MARTINS MORONI DA SILVEIRA
GERENTE GERAL

OUTUBRO/93



000005

SRH - SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS

AÇUDE PÚBLICO JERIMUM

TOMO 2 - PROJETO EXECUTIVO DO AÇUDE

VOLUME 2 - ESTUDOS HIDROLÓGICOS

Outubro/93

O Projeto Executivo do Açude Público Jerimum compõe-se dos seguintes volumes

Volume 1 - Relatório Geral

A - Textos

B - Desenhos

Volume 2 - Estudos Hidrológicos

Volume 3 - Estudos Topográficos/Geológicos/Geotécnicos

Volume 4 - Memorial de Cálculo

Volume 5 - Especificações Técnicas

INDICE

ÍNDICE

	PÁGINA
1 - LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA BACIA HIDROGRÁFICA	5
1 1 - Localização	6
1 2 - Características Físicas das Bacias	6
1 2 1 - Bacia Hidrográfica	6
1 2 2 - Características físicas	7
1 2 3 - Objetivos do Açude	7
2 - ESTUDO DAS PRECIPITAÇÕES INTENSAS	13
2 1 - Objetivos do Estudo	14
2 2 - Metodologia	14
2 3 - Seleção do Posto Pluviométrico	15
2 4 - Estudo Probabilístico do Regime de Chuvas	16
2 5 - Desagregação da Chuva de 24 horas em Chuvas de Menores Duração - Posto de Juá	17
3 - ESTUDO DOS DEFLÚVIOS	22
3 1 - Introdução	23
3 2 - Metodologia Usada na Estimativa dos Deflúvios ao Caxitoré (DIPRO)	23
3 2 - O Rio Caxitoré na Fazenda Alto do Jerimum	27
3 3 - O Regime de Escoamento Médio na Bacia do Jerimum	28
3 3 1 - A Interferência do Açude Nogueira	29
3 3 2 - Regime Médio - Resumo	30
4 - A CHEIA DE PROJETO DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO	31
4 1 - Introdução	32
4 2 - Metodologia	32
4 2 1 - Determinação do CN	32
4 2 2 - Seleção do Período de Retorno da Cheia	33
4 2 3 - Determinação do Tempo de Concentração de Bacia	34
4 2 4 - A Chuva de Projeto	35
4 2 5 - A Cheia de Projeto	35
4 2 6 - O amortecimento da cheia pelo sangradouro	36
4 3 - Conclusões	40
5 - A CURVA DE REGULAÇÃO DO RESERVATÓRIO	41
5 1 - Introdução	42

5 2 - Metodologia	42
5 2 1 - A Aplicação do Método do DTR	42
5 3 - Resultados	45
6 - DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DO AÇUDE	48
6 1 - Introdução	49
6 2 - O Estabelecimento de um Diagrama de Decisão	49
6 2 1 - O Atendimento aos Objetivos do Açude	50
6 2 2 - Fatores Limitantes ao Tamanho do Açude	50
6 3 - A Capacidade do Açude	51
7 - ESTUDOS ADICIONAIS	52
7 1 - Introdução	53
7 2 - Probabilidade de Enchimento do Açude - Fase Transiente	53
7 3 - A Curva de Esvaziamento do Açude	57
7 5 - Interferência da Construção do Jerimum no Caxitoré	63
7 6 - Volume Regularizado - Resumo dos Resultados	63
7 6 1 - Volumes regularizados sem volumes de segurança	64
7 6 2 - Volumes regularizados com volume de segurança	64
7 7 - Conclusão	64
ANEXO 1 - RESULTADOS DO ESTUDO ESTATÍSTICO RELATORIO DE SAIDA DO PROGRAMA EXVAL93	
ANEXO 2 - DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO DA BACIA ARQUIVO DE ENTRADA E RELATÓRIO DE SAÍDA DO HEC-1	

1 - LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA BACIA HIDROGRÁFICA

1.1 - Localização

O rio Caxitoré formador do prospectivo açude Jerimum, tem suas nascentes na serra de Santa Luzia, a partir de onde desenvolve-se em sentido sul-norte até juntar-se às águas dos riachos Barro Vermelho, que nasce na serra do mesmo nome, e Batuba, com nascente na serra do Sabonete. Após esse ponto, o Caxitoré desenvolve-se, ainda, no sentido sul-norte até as proximidades da Faz. Alto do Jerimum, local do boqueirão. Nesse ponto o curso do rio faz uma curva e passa a desenvolver-se no sentido oeste-leste até sua embocadura no rio Curu.

A bacia hidrográfica do Jerimum está situada na parte oeste da bacia hidrográfica do Curu, na parte superior do rio Caxitoré, a montante do açude Caxitoré (Figura 1.1). O sítio barrável, formador do açude em estudo, está localizado no terço médio superior do Caxitoré a, aproximadamente, 46 km da nascente daquele rio, na divisa dos municípios de Tejuissuoca e Irauçuba no ponto de coordenadas 3°50'08"S e 39°41'27"W (Figura 1.2).

1.2 - Características Físicas das Bacias

1.2.1 - Bacia Hidrográfica

Um pouco a montante do local previsto para o açude Jerimum, o Caxitoré recebe, pela margem esquerda, as águas de seus dois principais afluentes: o riacho Livramento com uma área de drenagem de 84 km², e o riacho Mandacarú, com 98 km². No local do boqueirão, a superfície total de drenagem é de 386 km².

Desse total, cerca de 48 km² são controlados pelo açude Nogueira Lima, situado no riacho Mandacarú, com capacidade desconhecida e área do lago de 1,04 km².

Por sua vez, o Jerimum passará a controlar cerca de 27% dos 1430,0 km² da bacia de drenagem controlada pelo Caxitoré. Esse fato, não deve representar um problema para o sistema, visto que, das águas que afluem ao Caxitoré, cerca de 45% (57,3 hm³/ano) são perdidas para o mar sob a forma de extravazamento pelo vertedouro (DNOCS, 1993)¹. Contudo, um estudo de interferência no Caxitoré é apresentado no Capítulo 7.

¹ DNOCS. Consórcio Aguasol Coba 1993, Projeto Curu Paraipaba - 3ª Etapa. Estudos de Viabilidade Sócio Econômica - VOLUME I - Estudos Básicos, Tomo II Hidrologia p. 57

1.2.2 - Características físicas

A bacia hidrográfica do rio Caxitoré apresenta relevo bastante acidentado, montanhoso, próximo às nascentes e na parte mais a leste, lado direito. A parte mais elevada situa-se na serra de Santa Luzia, onde a altitude atinge a 612 m. A parte mais baixa, dentro da bacia do Jerimum, o ponto mais baixo é no local do futuro barramento onde a altitude atinge a 130 m (Figura 1.3).

No seu curso superior, o rio Caxitoré apresenta uma declividade bem acentuada reduzindo-se substancialmente a medida que desenvolve-se para a jusante. A Figura 1.4 apresenta o perfil longitudinal do rio e a reta representativa da declividade média. O perímetro da bacia é de aproximadamente 100 km.

1.2.3 - Objetivos do Açude

O açude Jerimum tem por objetivo regularizar as águas do rio Caxitoré no trecho compreendido entre o boqueirão barrável e o açude Caxitoré. O açude contribuirá, também, para aumentar as disponibilidades hídricas do vale do Curu, reduzindo as perdas em água para o mar que, conforme citado, são estimadas em cerca de 57,3 hm³/ano. No trecho perenizado é prevista a irrigação de cerca de 300 ha.

O objetivo mais nobre do açude será o abastecimento d'água das Cidades de Itapajé e Irauçuba.

Convém observar, que dentre os vales do Estado do Ceará, o Curú é o que mais se aproxima dos recursos hídricos, estando por requerer um mínimo de perdas para o mar.

**POSIÇÃO DA BACIA EM RELAÇÃO AOS MUNICÍPIOS
 E POSTOS PLUVIOMÉTRICOS (SRH, 1992)**

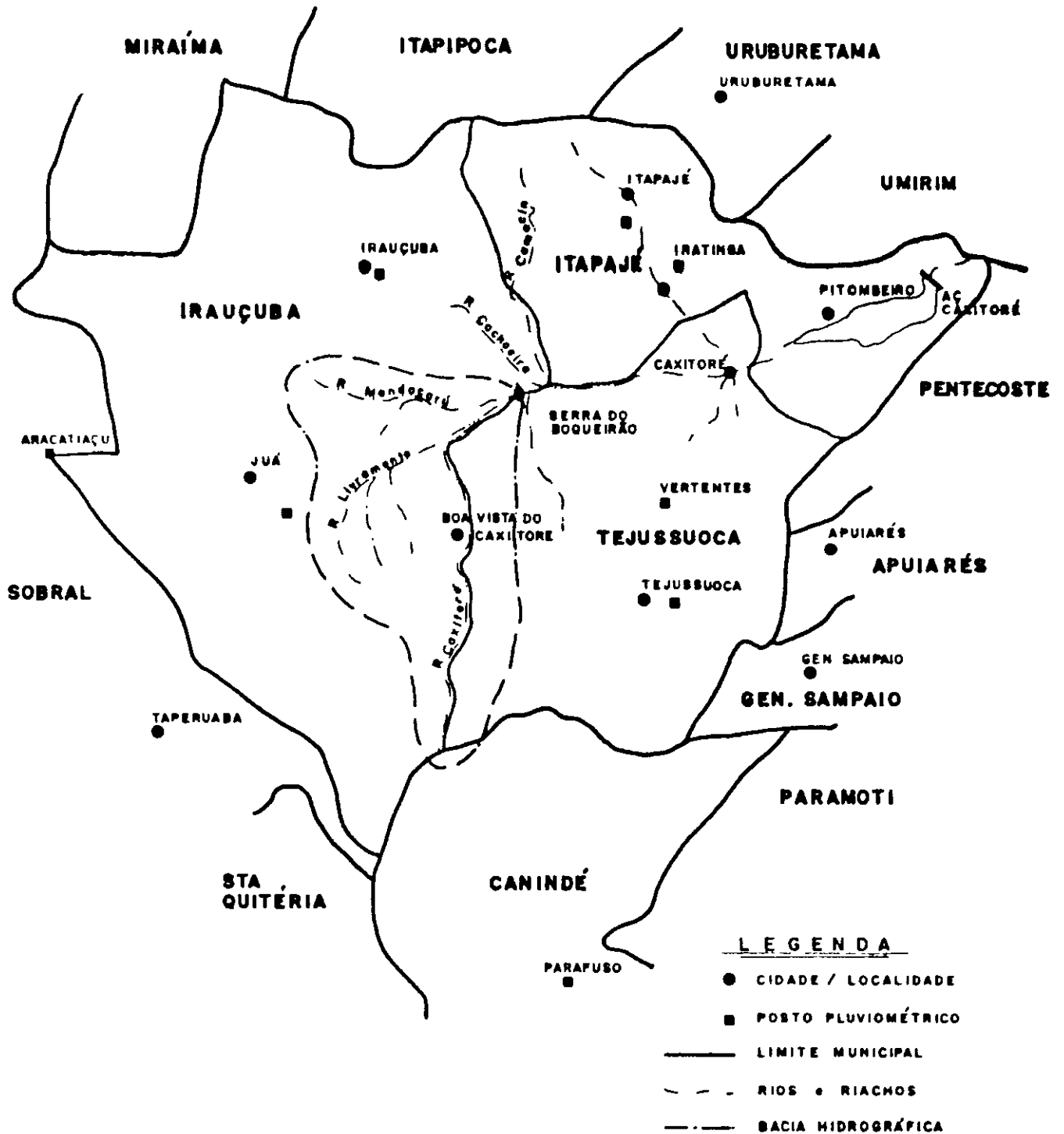


FIGURA - 1. 2 POSTOS PLUVIOMÉTRICOS NA REGIÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA (esc. 1 500 000)

TABELA 1 1 - PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DO AÇUDE JERIMUM

CARACTERÍSTICAS GERAIS	
CAPACIDADE	20,5 X 10 ⁶ m ³
LOCALIZAÇÃO	Irauçuba/Tejussuoca (CE)
RIO BARRADO	Caxitoré
ÁREA DA BACIA HIDROGRAFICA	386 km ²
ÁREA DA BACIA HIDRAULICA	269,3 ha
VOLUME MORTO	2,5 x 10 ⁶ m ³
CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM	
TIPO	Mista de Terra e Enrocamento
ALTURA MÁXIMA COM FUNDAÇÃO	29,00 m
EXTENSÃO PELO COROAMENTO	385,00 m
LARGURA DO COROAMENTO	6,00 m
VOLUME TOTAL DO MACICO	207 000 m ³
VOLUME DE TERRA	62 000 m ³
VOLUME DE ENROCAMENTO	89 000 m ³
CARACTERISTICA DO VERTEDOIRO	
TIPO	Corte em Rocha
LARGURA DA SOLEIRA	80,00 m
LÂMINA MÁXIMA	2,30 m
DESCARGA MAXIMA AFLUENTE DE PROJETO (TR = 1 000 anos)	484,0 m ³ /s
REVANCHE	3,50 m
COTA DA SOLEIRA	147,00 m
VOLUME DE ESCAVAÇÃO	104 600 m ³
CARACTERÍSTICAS DA TOMADA D'ÁGUA	
TIPO	Galeria Simples
COMPRIMENTO	71,0 m
DIMENSÃO DA SEÇÃO	0,60 m
DISPOSITIVO DE CONTROLE	2 Registros de Gaveta em Série

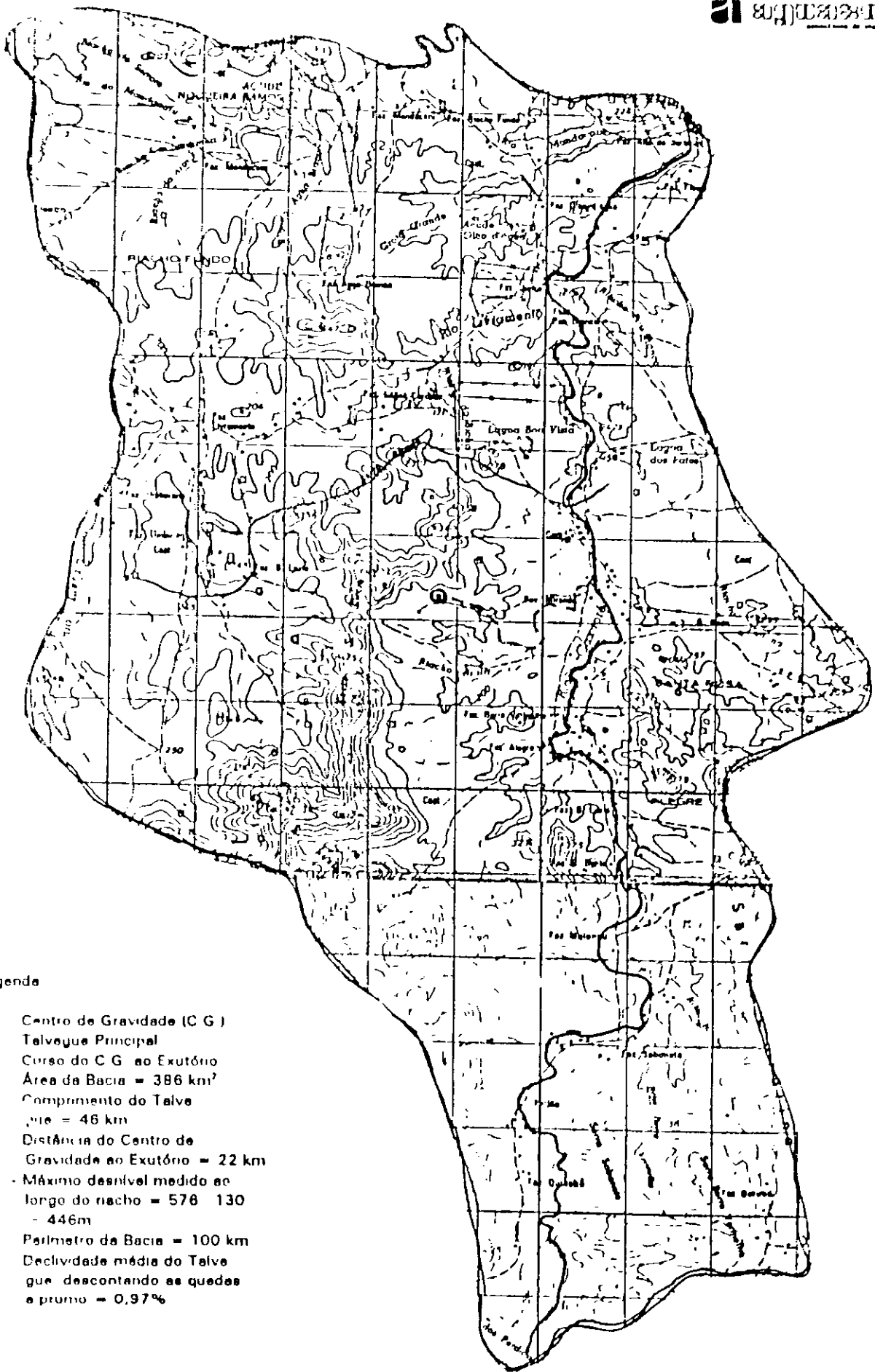


FIGURA 1 3 - ÍNDICES FÍSICOS DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO CAXITORÉ NO LOCAL DO BARRAMENTO

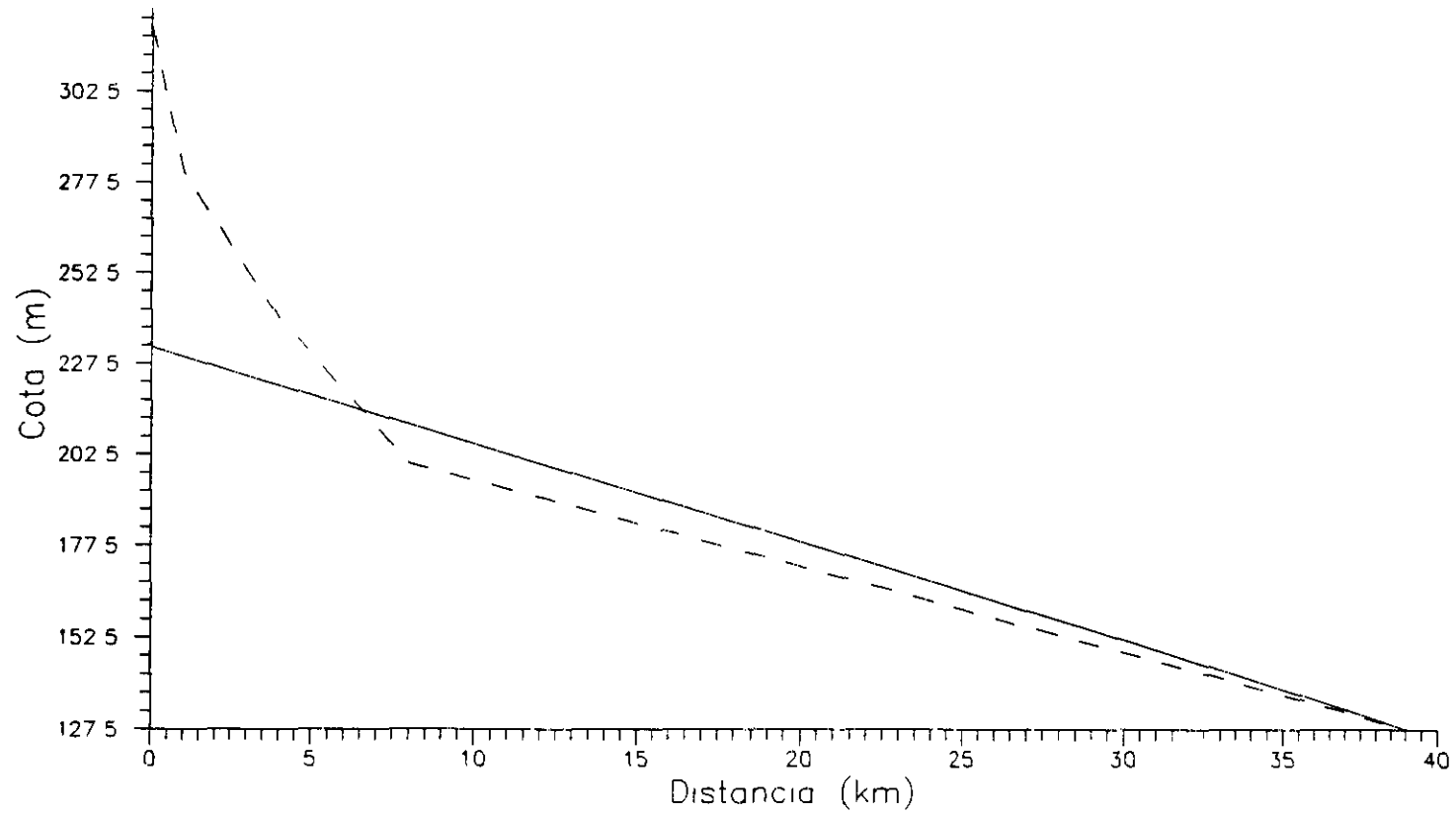


Figura 1.4 – Perfil Longitudinal e Declividade Media do Rio Caxitore ate o Sitio Barravel

2 - ESTUDO DAS PRECIPITAÇÕES INTENSAS

000017

2.1 - Objetivos do Estudo

O presente capítulo apresenta o regime de precipitações intensas na bacia hidrográfica do açude Jerimum. O objetivo do estudo é proporcionar elementos para a seleção da cheia de projeto com vista ao dimensionamento do sangradouro do açude.

2.2 - Metodologia

O Nordeste, como um todo, e o estado do Ceará, em particular, são carentes em dados pluviográficos para a determinação de chuvas intensas de curtas durações. Por outro lado, a rede de pluviômetros é, principalmente no Ceará, relativamente densa, o que deve-se à ação do DNOCS complementada pela SUDENE.

Dentro desse cenário, bons dados pluviométricos e escassos dados pluviográficos, existem três principais alternativas para o desenvolvimento de estudos de regimes de chuva intensas:

- 1) a seleção de estações pluviográficas mais próximas,
- 2) o uso de uma equação desenvolvida pela SUDENE que procura estabelecer um regime único de chuvas intensas para uma vasta amplitude do Sertão Nordestino,
- 3) o estudo do regime de chuvas intensas diárias e sua desagregação em chuvas de menores durações pelo método de Torga Torrico²

Dentre esses, o método de Torga tem sido, nos últimos anos, o mais empregado nos projetos de barragens elaborados no estado do Ceará. Embora o método utilize um processo de desagregação regional, ele tem a vantagem de incorporar dados do regime de chuvas intensas específicas do local em estudo através dos dados pluviométricos. Por essa razão, foi essa a metodologia selecionada para o estudo.

O método consta das seguintes etapas:

- 1) seleção de um posto pluviométrico representativo do regime de chuvas na bacia hidrográfica,
- 2) estudo probabilístico das chuvas intensas de um dia de duração no local selecionado,
- 3) desagregação da chuva de 24 horas em chuvas de menores durações através do método de Torga,

²Torga Torrico, Jaime, 1975, Práticas Hidrológicas 2 ed. Rio de Janeiro, TRANSCON

4) conversão da chuva pontual para a chuva espacial uniformemente distribuída ao longo da bacia hidrográfica

2.3 - Seleção do Posto Pluviométrico

Para seleção do posto pluviométrico representativo do regime de precipitação intensas na bacia do Jerimum estão disponíveis o posto de Juá, situado na parte externa da bacia e próximo ao divisor de águas, porém sujeito ao efeito "sombra" da serra de Irauçuba, caracterizando um regime de chuvas médias inferior ao da bacia, o posto de Tejussuoca situado a barlavento das montanhas e, em consequência, com uma pluviosidade média superior à de Juá. Entretanto, considerando que uma maior pluviosidade média não implica, necessariamente, em um regime de chuvas intensas mais rigoroso optou-se por estudar os dois pontos e selecionar aquele mais desfavorável.

Do posto de Juá, foi extraída a série das 54 precipitações diárias máximas anuais no período de 1935 a 1988 (Tabela 2.1). Do posto de Tejussuoca foi extraída a série de período de 1935 a 1987 (Tabela 2.2).

TABELA 2.1 - SÉRIE DE CHUVAS DIÁRIAS MÁXIMAS NO POSTO JUÁ EM IRAUÇUBA- CÓDIGO 2870725 SUDENE

Ano	Chuva (mm)	Ano	Chuva (mm)	Ano	Chuva (mm)
1935	56,6	1953	40,7	1971	59,8
1936	28,6	1954	32,0	1972	83,2
1937	52,5	1955	53,6	1973	45,0
1938	54,9	1956	54,6	1974	82,2
1939	56,2	1957	54,3	1975	40,0
1940	55,0	1958	64,2	1976	75,4
1941	54,0	1959	54,3	1977	31,0
1942	42,0	1960	56,0	1978	132,0
1943	48,8	1961	47,6	1979	48,6
1944	62,0	1962	50,0	1980	53,1
1945	63,3	1963	50,0	1981	37,9
1946	35,1	1964	96,0	1982	50,1
1947	64,0	1965	68,0	1983	40,8
1948	37,4	1966	85,8	1984	68,3
1949	34,2	1967	50,7	1985	63,4
1950	52,2	1968	99,2	1986	96,5
1951	48,8	1969	73,2	1987	50,9
1952	34,5	1970	66,2	1988	70,6

**TABELA 2 2 - SÉRIE DE CHUVAS DIÁRIAS MÁXIMAS NO
POSTO TEJUSSUOCA - CÓDIGO 2880098 SUDENE**

Ano	Chuva (mm)	Ano	Chuva (mm)	Ano	Chuva (mm)
1935	62 8	1955	45 8	1973	61 0
1936	58 9	1956	90 5	1974	100 0
1937	58 2	1957	47 2	1975	47 0
1938	72 0	1958	26 5	1976	85 4
1939	80 4	1959	44 6	1977	76 2
1940	43 0	1960	66 6	1978	131 1
1941	35 5	1961	70 2	1979	84 3
1942	22 8	1962	81 1	1980	101,0
1943	63 0	1963	45,0	1981	88 6
1944	58 0	1964	84 4	1982	46 6
1945	85 5	1965	56 8	1983	31 0
1946	77 1	1966	54 0	1984	68 6
1949	71 9	1967	33 0	1985	46 0
1950	91 8	1968	76 0	1986	61 6
1951	93 8	1969	50 0	1987	61 0
1952	41 0	1970	90 0	1988	-
1953	53 5	1971	46 0	1989	-
1954	56 4	1972	51 3	1990	-

2 4 - Estudo Probabilístico do Regime de Chuvas

Para o estudo probabilístico do regime de chuvas utilizou-se o programa EXVAL90. O programa calcula as principais grandezas estatísticas da série, e ajusta a sete distribuições de probabilidade, quais sejam a normal truncada, a log-normal com dois parâmetros, a log-normal com três parâmetros, a Gumbel, a log-Gumbel, a Pearson III, a log-Pearson III. Para permitir a escolha da melhor distribuição de probabilidade, o programa apresenta o valor do qui-quadrado para cada uma das distribuições e valor crítico de aceitação da distribuição (95%).

Compondo-se os resultados obtidos observou-se a) as cheias milenares são praticamente idênticas (Tejussuoca 154,81, Juá 153,59 mm) é um pouco superior à de Tejussuoca (154,81) A maior assimetria do regime de chuvas em Juá explica essa inversão para as chuvas de grandes períodos de retorno Dessa forma, selecionou-se, o posto de Juá para determinar as cheias de projeto do sangradouro (Qualquer um dos dois postos forneceriam vazões similares)

TABELA 2 3 -RESUMO DAS ESTATÍSTICAS DA SÉRIE DE CHUVAS MÁXIMAS DIÁRIAS EM TEJUSSUOCA E JUÁ

Estatística	TEJUSSUOCA	JUÁ
Média (mm)	64,20	57,65
Desvio padrão (mm)	21,96	19,51
Coefficiente de assimetria	0,4903	1,39
Qui-quadrado calculado	2,667	5,11
Qui-quadrado crítico (95%)	12,596	12,596

2 5 - Desagregação da Chuva de 24 horas em Chuvas de Menores Duração - Posto de Juá

A desagregação da chuva de 24 horas em chuvas de menores duração foi feita com a aplicação do método de Taborga Torrico O método consiste nas etapas de cálculo descritas a seguir

- 1) multiplicar a chuva um dia de duração 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 D para a bacia em estudo (Figura 2 1),
- 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 R_{1h} (Tabela 2 2),

4) plotar os valores P_{24h} e P_{1h} em papel probabilístico para obtenção de chuvas de durações intermediárias

A partir da aplicação dessa metodologia determinaram-se as precipitações pontuais de 24 horas e 1 hora para colocá-las em papel próprio para obtenção de chuvas de duração intermediária (Tabela 2 4 e Figura 2 2)

TABELA 2 4 - PRECIPITAÇÕES INTENSAS PARA DIVERSOS PERÍODOS DE RETORNO EM JUÁ, NA BACIA DO RIO CURU

TR (anos)	P_{pd} (mm)	P_{p24h} (mm)	R_{1h}	P_{p1h} (mm)
5	71,66	78,83	0,420	33,11
10	82,58	90,84	0,416	37,79
20	93,00	102,3	0,412	42,15
25	96,31	105,94	0,411	43,54
50	106,57	117,22	0,407	47,71
75	112,6	123,86	0,405	50,16
100	116,91	128,60	0,403	51,83
500	141,77	155,95	0,394	61,44
1000	153,01	168,31	0,390	65,64
10000	193,59	212,95	0,378	80,50

TR = tempo de retorno,

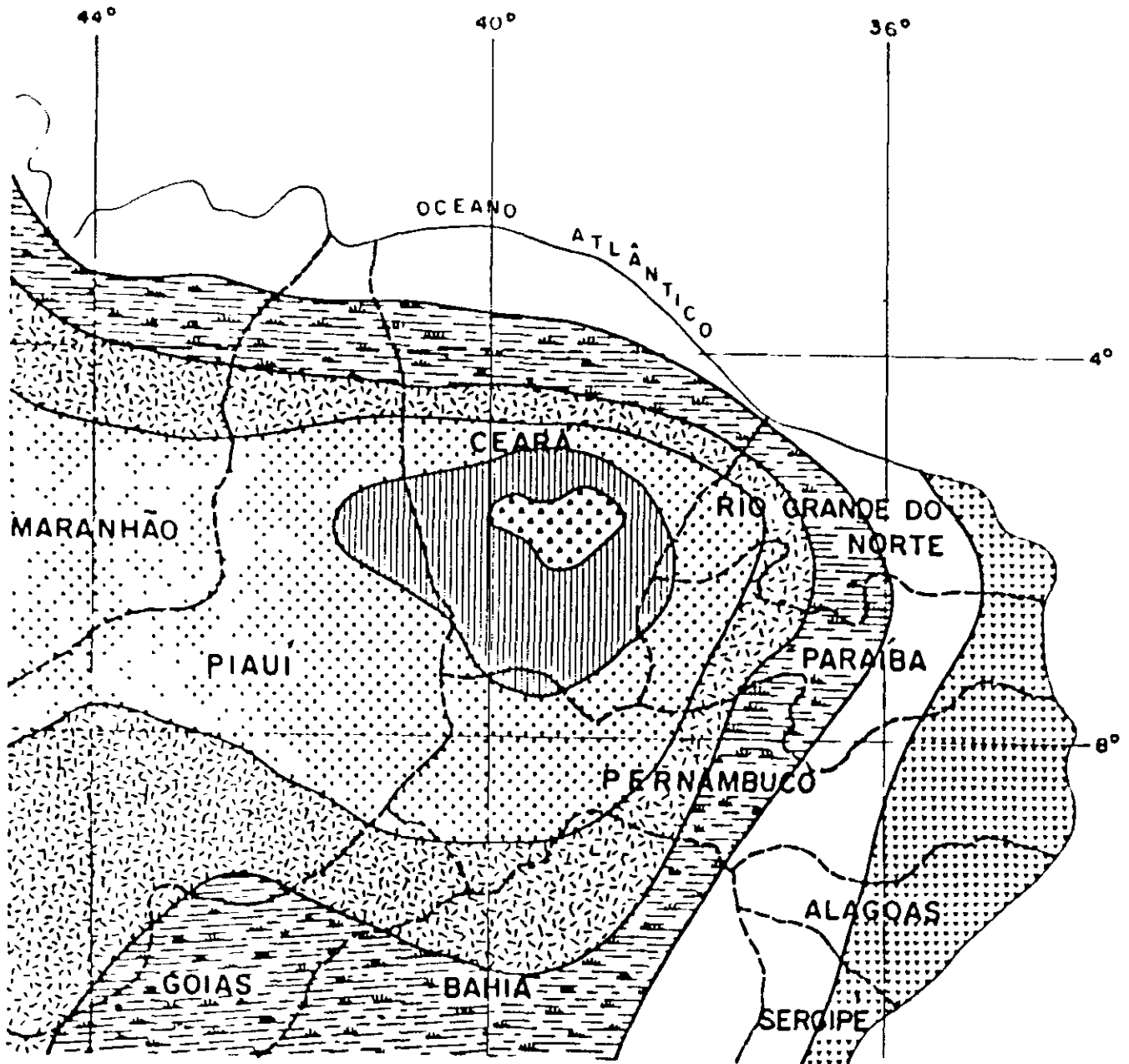
P_{pd} = chuva total em um dia medida à 7h 00min,

P_{p24h} = chuva pontual de 24 horas de duração,

R_{1h} = fator de transformação da chuva de 24h em chuva de 1h,

P_{p1h} = chuva pontual de uma hora de duração





ISOZONAS DE IGUAL RELAÇÃO

ISOZONA		TEMPO DE RECORRÊNCIA EM ANOS											
		1 HORA / 24 HORAS CHUVA									6 min / 24h CHUVA		
		5	10	15	20	25	30	50	100	1000	10000	5-50	100
B		38,1	37,8	37,4	37,4	37,3	37,2	36,9	36,6	35,4	34,3	8,4	7,5
C		40,1	39,7	39,5	39,3	39,2	39,1	38,0	39,4	37,2	36,2	9,6	9,0
D		42,0	41,6	41,4	41,2	41,1	41,0	40,7	40,3	39,0	37,8	11,2	10,0
E		44,0	43,6	43,3	43,2	43,0	42,2	42,6	42,2	40,9	39,6	12,6	11,2
F		46,0	45,5	45,3	45,1	44,9	44,8	44,5	44,1	42,7	41,3	13,8	12,4
G		47,9	47,4	47,2	47,0	46,0	46,7	46,4	45,9	44,5	43,1	15,4	13,7
H		49,9	49,4	49,1	48,9	48,8	48,6	48,3	47,0	46,3	44,8	16,7	14,9

FIGURA 2.1 - Isozonas do Nordeste

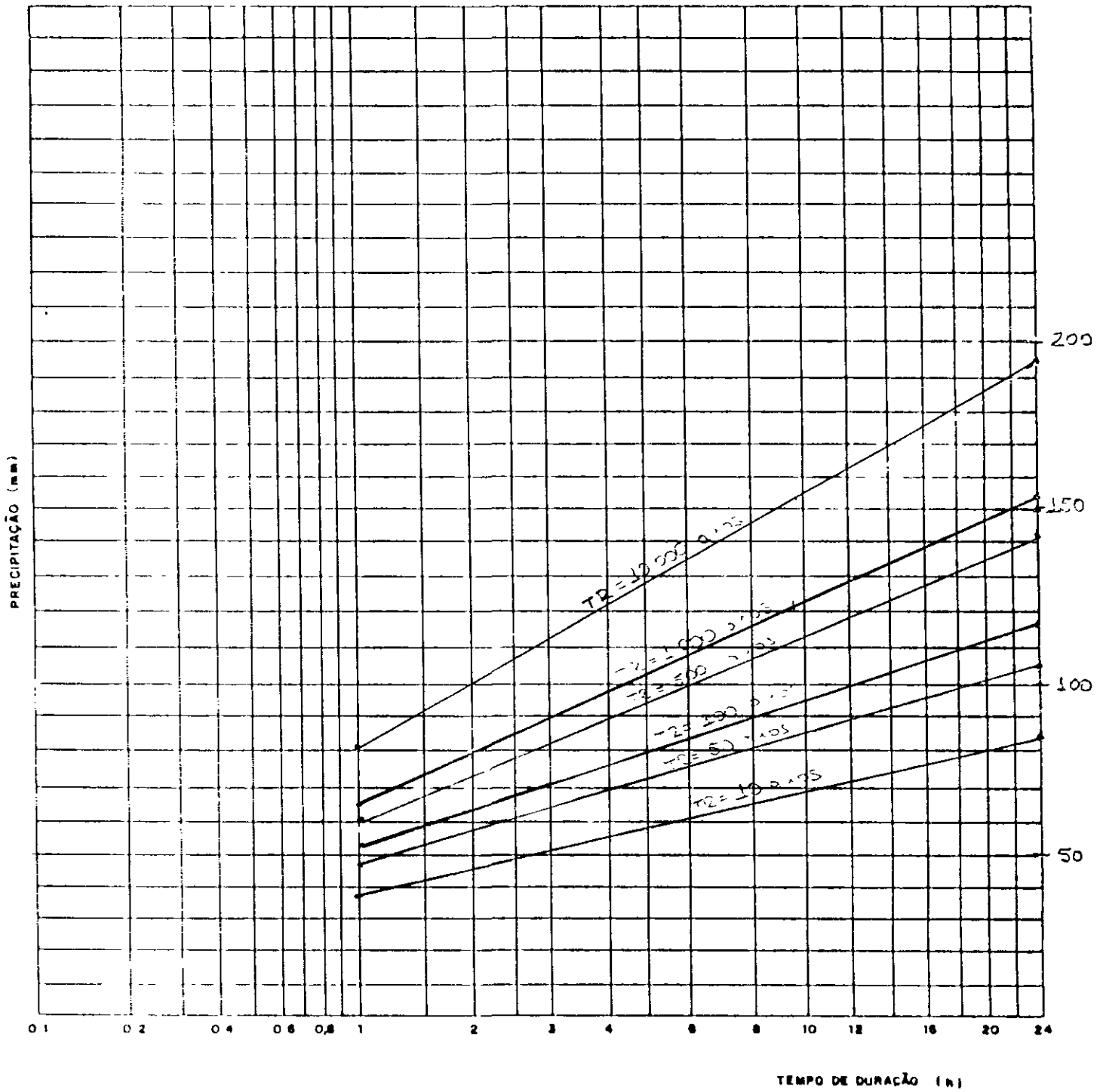


FIGURA 2.2 - Gráfico da Altura de Chuva Distribuída na Bacia do Jerimum (386 km²) versus tempo de Duração para Diversos Tempos de Retorno

2.7 - Transformação da chuva pontual em chuva uniforme sobre a bacia

A conversão da chuva pontual em chuva distribuída uniformemente sobre a área da bacia foi feita através da relação

$$\frac{P_a}{P_p} = 1 - w \log \frac{A}{A_p}$$

- onde
- P_a = precipitação média distribuída sobre toda a bacia,
 - P_p = precipitação máxima pontual no centro de gravidade da bacia
 - w = constante regional igual a 0,22 no Nordeste do Brasil,
 - A = área da bacia hidrográfica,
 - A_p = área base na qual $P_p = P_a$ ³

Assim tem-se

$$\frac{P_a}{P_p} = 1 - 0,22 \log \frac{386}{25} = 0,738$$

Então a transformação de uma chuva pontual em uma chuva espacial na área da bacia do Jerimum (386 km²) é feita multiplicando-se a primeira por 0,738

³ Igual a 25 km², segundo Linsley, Kolher e Paulus

3 1 - Introdução

Os deflúvios da bacia do Curu, como um todo, já foram estudados, com profundidade, em três ocasiões

- 1) quando da elaboração do Plano Diretor de Aproveitamento Hidroagrícola da Bacia do Rio Curu pelo DNOCS, através do contrato com o Consórcio TAHAL/SONDOTÉCNICA no ano de 1969,
- 2) no contexto do Plano Estadual de Recursos Hídricos (PERH) contratado pela Secretaria de Recursos Hídricos do Estado do Ceará às empresas VBA, SIRAC e AGUASOLOS, trabalho iniciado em 1989 e concluído em 1991,
- 3) em 1993, pelo DNOCS, através da Diretoria de Estudos e Projetos do DNOCS (DIPRO), trabalho ainda não publicado

Recentemente, o DNOCS através da AGUASOLOS, elaborou um novo estudo das disponibilidades hídricas. Nesse estudo, a AGUASOLOS procedeu a uma análise crítica dos estudos retrocitados e observou que havia uma grande deficiência de medições de deflúvios no vale. Essa deficiência em informações explica as acentuadas diferenças entre os deflúvios obtidos nos três estudos.

Em seguida, a AGUASOLOS procedeu a uma comparação dos deflúvios no Caxitoré com deflúvios observados em bacias do vale do Jaguaribe. No final, a AGUASOLOS optou por adotar para o rio Caxitoré, em açude Caxitoré, a série de vazões do estudo da DIPRO de 1993.

3 2 - Metodologia Usada na Estimativa dos Deflúvios ao Caxitoré (DIPRO)

O estudo da DIPRO reúne as vantagens da metodologia da hidrologia clássica constantes no Plano Diretor do Consórcio TAHAL/SONDOTÉCNICA, às da hidrologia moderna com vasto uso de recursos computacionais, seguida no PERH. O estudo incorpora resultados de pesquisas recentes sobre a hidrologia da região Nordeste, desenvolvidas na Universidade Federal do Ceará (UFC), principalmente aquelas no campo da hidrologia estocástica.

Em resumo, a metodologia da DIPRO cobriu os seguintes passos: 1) coleta e análise dos dados existentes, 2) aplicação do balanço hidráulico, onde possível, para reconstituição das séries históricas, 3) análise das correlações entre as bacias dos três grandes açudes e de

algumas bacias próximas, porém fora do vale, aplicação do modelo MODHAC, e, um posterior estudo estocástico após o estudo de operação dos reservatórios

Para estender a série obtida pelo balanço hidráulico, a DIPRO fez um estudo de correlações entre as vazões nos três açudes, o posto Fazenda Cajazeiras no rio Acarau e o posto Sítio Poço Dantas no rio Bastiões. Considerando os baixos valores obtidos para os coeficientes de correlações, a DIPRO optou por não aplicar esse método

Na etapa seguinte a DIPRO aplicou o MODHAC para complementação ou obtenção da série histórica de vazões afluentes ao açude. Como resultado a DIPRO obteve sequência de vazões cobrindo o período 1912 - 1990 apresentadas na Tabela 3.1

**TABELA 3.1 - VAZÕES MENSAIS NO RIO CAXITORÉ NO
AÇUDE CAXITORÉ, VALORES OBTIDOS PELA DIPRO ATRAVÉS
DO BALANÇO HIDRÁULICO COMPLEMENTADO PELO MODHAC (hm³)**

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	ANUAL
1912	36 5	98 9	179 9	96 7	78 1	8 0	3 2	0 8	0 0	0 0	0 0	0 0	499 9
1913	0 0	28 1	18 4	48 6	5 8	3 2	1 2	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	105 3
1914	0 0	0 0	0 1	0 3	0 5	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 9
1915	0 0	0 0	0 0	0 1	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 1
1916	0 0	0 1	65 1	25 3	7 7	1 5	0 3	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	100 0
1917	18 0	100 9	86 2	35 5	73 7	6 2	2 8	0 3	0 0	0 0	0 0	0 0	323 6
1918	0 0	0 1	51 7	21 5	2 1	1 7	0 3	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	77 4
1919	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0
1920	0 0	0 0	124 0	50 4	5 8	4 6	1 8	0 1	0 0	0 0	0 0	0 0	186 7
1921	0 0	23 9	138 4	63 8	71 8	5 6	2 4	0 3	0 0	0 0	0 0	0 0	306 2
1922	0 0	0 0	0 0	59 5	13 7	1 8	0 4	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	75 4
1923	0 0	0 0	17 2	26 8	2 2	1 1	0 1	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	47 4
1924	17 9	24 1	86 8	195 3	71 7	6 3	3 3	0 5	0 0	0 0	0 0	0 0	405 9
1925	0 0	0 0	20 9	36 8	28 4	1 5	0 2	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	87 8
1926	0 0	13 2	98 2	127 3	6 3	3 2	0 9	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	249 1
1927	0 1	20 0	54 3	104 7	28 5	10 6	5 4	1 8	0 0	0 0	0 0	0 0	225 4
1928	0 0	0 0	0 1	4 5	0 2	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	4 8
1929	0 0	20 6	39 6	78 7	5 0	2 5	0 6	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	147 0

**TABELA 3 1 - VAZÕES MENSAIS NO RIO CAXITORÉ NO
AÇUDE CAXITORÉ, VALORES OBTIDOS PELA DIPRO ATRAVÉS
DO BALANÇO HIDRÁULICO COMPLEMENTADO PELO MODHAC (hm³)**

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	ANUAL
1930	00	90	29	17	12	01	00	00	00	00	00	00	149
1931	00	336	144	84	21	06	00	00	00	00	00	00	591
1932	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00
1933	01	02	283	808	34	10	00	00	00	00	00	00	1138
1934	00	289	634	131	143	37	12	00	00	00	00	00	1246
1935	00	70	141	1197	128	53	31	04	00	00	00	00	1624
1936	00	00	01	00	00	00	00	00	00	00	00	00	01
1937	00	00	00	324	14	10	01	00	00	00	00	00	349
1938	00	00	443	570	36	15	01	00	00	00	00	00	1065
1939	00	359	991	43	27	09	00	00	00	00	00	00	1429
1940	00	01	02	515	188	22	08	00	00	00	00	00	736
1941	00	01	628	256	46	11	00	00	00	00	00	00	942
1942	00	00	234	296	36	10	00	00	00	00	00	00	576
1943	00	124	10	173	10	00	00	00	00	00	00	00	317
1944	00	00	615	641	81	50	09	00	00	00	00	00	1396
1945	01	848	1045	223	498	111	51	05	00	00	00	00	2782
1946	01	00	01	203	18	01	00	00	00	00	00	00	224
1947	00	68	517	46	93	23	01	00	00	00	00	00	748
1948	00	00	02	08	04	00	00	00	00	00	00	00	14
1949	00	00	367	737	969	117	52	06	00	00	00	00	2248
1950	00	00	277	533	60	28	02	00	00	00	00	00	900
1951	00	00	00	01	01	00	00	00	00	00	00	01	03
1952	00	00	00	89	109	01	00	00	00	00	00	00	199
1953	00	00	03	276	20	05	00	00	00	00	00	00	304
1954	00	130	11	11	02	00	00	00	00	00	00	00	154
1955	00	00	33	849	402	56	11	00	00	00	00	00	1351
1956	00	00	253	823	59	18	00	00	00	00	00	00	1153
1957	00	00	1016	1523	192	85	26	00	00	00	00	00	2842

**TABELA 3 1 - VAZÕES MENSAIS NO RIO CAXITORÉ NO
AÇUDE CAXITORÉ, VALORES OBTIDOS PELA DIPRO ATRAVÉS
DO BALANÇO HIDRÁULICO COMPLEMENTADO PELO MODHAC (hm³)**

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	ANUAL
1958	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00
1959	00	34 3	79 9	7 8	36 1	7 5	2 8	0 1	00	00	00	00	168 3
1960	00	00	63 8	50 2	7 3	3 6	0 7	00	00	00	00	00	125 6
1961	00	88 0	163 9	264 1	19 8	9 8	3 7	0 2	00	00	00	00	549 5
1962	00	2 8	11 6	19 4	00	00	00	00	00	00	00	00	33 8
1963	00	0 6	111 6	62 7	8 2	0 5	00	00	00	00	1 8	00	185 4
1964	0 1	40 1	45 7	129 9	20 9	11 9	00	0 3	00	00	00	00	248 9
1965	0 8	00	00	96 2	78 5	32 4	27 8	2 6	00	00	00	00	238 1
1966	00	1 5	00	0 4	2 3	2 4	00	3 2	3 2	00	5 5	00	18 5
1967	4 1	3 6	32 5	42 2	83 7	3 3	1 9	00	00	00	00	00	171 3
1968	00	1 9	4 1	42 6	64 8	00	1 9	00	0 4	00	00	00	115 7
1969	00	00	00	33 4	3 0	0 6	00	00	00	00	00	00	37 0
1970	00	00	0 1	14 2	0 7	00	00	00	00	00	00	00	15 0
1971	00	00	0 3	26 8	4 2	2 3	0 2	00	00	00	00	00	33 8
1972	00	00	0 1	8 1	16 2	0 4	00	00	00	00	00	00	24 8
1973	0 1	0 1	58 4	57 1	20 6	11 5	6 0	1 3	00	00	00	00	155 1
1974	46 4	56 8	147 4	477 1	145 9	19 0	8 5	1 6	00	00	00	00	902 7
1975	00	0 1	30 1	3 0	14 8	3 9	1 1	00	00	00	00	00	53 0
1976	00	0 1	0 8	1 3	0 4	00	00	00	00	00	00	00	2 6
1977	00	0 2	27 1	29 4	5 0	3 7	1 8	0 8	00	00	00	00	68 0
1978	00	0 1	2 9	0 6	3 6	00	00	00	00	00	00	00	7 2
1979	00	00	00	00	0 2	0 1	00	00	00	00	00	00	0 3
1980	00	00	48 6	2 1	0 2	00	00	00	00	00	00	00	50 9
1981	00	00	34 5	32 1	1 2	00	00	00	00	00	00	00	67 8
1982	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00
1983	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00
1984	00	00	56 7	81 7	21 9	8 1	3 1	0 2	00	00	00	00	171 7
1985	6 3	129 5	73 8	218 5	37 8	11 2	5 4	0 7	00	00	00	00	483 2

**TABELA 3.1 - VAZÕES MENSAIS NO RIO CAXITORÉ NO
AÇUDE CAXITORÉ, VALORES OBTIDOS PELA DIPRO ATRAVÉS
DO BALANÇO HIDRÁULICO COMPLEMENTADO PELO MODHAC (hm³)**

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	ANUAL
1986	0 0	6 3	109 1	101 8	50 3	47 0	2 4	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	316 9
1987	0 0	0 0	27 4	21 8	3 3	3 7	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	56 2
1988	7 1	9 4	52 3	93 4	6 5	5 1	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	173 8
1989	0 0	2 8	5 1	84 5	81 4	12 5	16 6	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	202 9
1990	0 0	0 0	1 5	2 2	5 8	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	9 5
Total	1 17 7	939 9	2938 2	4018 1	1466 4	324 2	126 9	16 1	3 6	0 0	7 3	0 1	9978 5
Média	1 7	11 7	36 3	50 2	18 1	4 1	1 6	0 2	0 0	0 0	0 1	0 0	124 7

FONTE: DIPRO Vale do Curu - Estudo de Operação Conjunta dos Reservatórios

3.2 - O Rio Caxitoré na Fazenda Alto do Jerimum

Como já foi comentado, a bacia do rio Curu é bastante deficiente em termos de observações fluviométricas. No rio Caxitoré, os melhores dados de deflúvios são aqueles obtidos pela DIPRO, através da aplicação do balanço hidráulico com os dados de níveis do açude Caxitoré, complementados com os obtidos através de um modelo chuva x defluvio - dados referentes ao local do Açude Caxitoré.

Na localidade Alto Jerimum, não existem registros de vazões. Neste caso, existem duas principais alternativas para obtenção das séries de deflúvios:

- 1) transferência de informações de outras partes do rio (no caso do açude Caxitoré),
- 2) aplicação de um modelo chuva x defluvio.

A proximidade entre os dois pontos de transferência de informações e a homogeneidade do regime pluviométrico entre as duas bacias fez com que se optasse por estimar os deflúvios no Alto do Jerimum a partir dos deflúvios no açude Caxitoré.

Para estimar as vazões em Alto do Jerimum utilizou-se a equação

Aplicando-se essa equação obtém-se

$$L_j = 87,84 \times \left(\frac{386}{1430} \right)^{-0,076} = 96,6 \text{ m}$$

Por sua vez o volume anual médio (μ) é igual a

$$\mu = L \times A = 0,0966 \text{ m} \times 386 \times 10^6 \text{ m}^2$$

$\mu = 37,92 \text{ hm}^3/\text{ano}$

3.3.1 - A Interferência do Açude Nogueira

Na bacia do Jerimum, logo a montante, está encravado o açude Nogueira cuja bacia controlada é de 48,0 km² e a área do lago é de aproximadamente 104 hectares. Para estimar seu volume utilizou-se uma relação regionalizada do Plano Estadual de Recursos Hídricos, a saber

$$V = 44\,496 \times A^{0,69}$$

sendo V a capacidade do açude em m³ e A a área do lago em hectares

A partir dessa equação estimou-se a capacidade do açude em 1,10 hm³. Admitindo-se que, em média, 80% desse volume fica retido por esse açude, corrigiu-se o volume afluente médio ao Jerimum pela relação

$$\mu = 37,29 \text{ hm}^3 - 0,8 \times 1,10 = 36,40 \text{ hm}^3/\text{ano}$$

A lâmina média escoada passa a ser

$$L_j = \frac{36,4 \times 10^6}{386 \times 10^6} = 94,3 \text{ mm}$$

3.3.2 - Regime Médio - Resumo

Em resumo o regime do Rio Caxitoré em Alto do Jerimum pode ser representado pelos seguintes valores

- lâmina anual médio escoado = 94,3 mm
- volume anual médio escoado = 36,40 hm³
- coeficiente de variação dos deflúvios anuais = 1,18



4 - A CHEIA DE PROJETO DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO

000035

4.1 - Introdução

A determinação de cheia de projeto, para dimensionamento do vertedouro, é de fundamental importância para a segurança e economia da barragem. Em barragens de grande porte, onde grandes prejuízos e vidas humanas estão em jogo, é comum utilizarem-se cheias máximas prováveis ou decamilenares. Por outro lado, em barragens pequenas que não envolvem grandes riscos, a cheia centenária pode ser suficiente. Contudo, além de uma criteriosa escolha do período de retorno da cheia, é importante aplicar-se ao dimensionamento, uma metodologia adequada à obra.

Dentro desses princípios, apresenta-se no presente capítulo o estudo da cheia de projeto e o dimensionamento hidráulico do vertedouro.

4.2 - Metodologia

Os estudos de cheias podem ser classificados em diretos e indiretos. Os métodos diretos são aqueles que utilizam exclusivamente as vazões observadas, enquanto que os indiretos partem das observações de precipitações intensas para, através de um modelo chuva x defluvio, determinar os hidrogramas de cheia. Para a bacia do Jerimum, não existem observações de cheias, forçando a aplicação exclusiva de métodos indiretos.

Nos projetos de açudes do Estado do Ceará, em situações de ausência de observações de vazões de cheias, o método do hidrograma unitário sintético do Soil Conservation Service (SCS) tem sido preferido pelos engenheiros. Essa popularidade do método fez com que o Plano Estadual de Recursos Hídricos (PLANERH) elaborasse uma carta de zoneamento com os valores do CN (Curve Number). Por essa razão, adotou-se a metodologia do SCS para o presente estudo. Para balizar os valores obtidos, compararam-se os resultados obtidos por esse método, com os obtidos através de métodos diretos em bacias hidrográficas vizinhas (Vale do Jaguaribe).

A metodologia aplicada é descrita a seguir.

4.2.1 - Determinação do CN

Os solos e a cobertura vegetal constituem elementos importantes para a formação do regime de cheias de uma dada bacia hidrográfica.

A cobertura representa o primeiro obstáculo encontrado pela precipitação e tem papel importante na interceptação e retenção das águas precipitadas. Por sua vez, os solos, através da

sua capacidade de infiltração, e capacidade de retenção de águas na sua superfície, definem os movimentos das águas que ultrapassam a cobertura vegetal

Esse complexo solo-vegetação é que é utilizado pelo método do SCS como parâmetro de determinação da potencialidade de uma bacia para a formação de picos de cheias

Com base no zoneamento de permeabilidade do PLANERH obteve-se o mapa de zoneamento do CN (Figura 4 1) da bacia do Jerimum Da bacia, 92,9% (358,5 km²) são solos tipo "D" com alto potencial de formação de cheias, enquanto que os 7,1% restantes (27,5 km²) são solos do tipo "C" Quanto à vegetação, predomina a caatinga arbustiva densa

TABELA 4 1 - DETERMINAÇÃO DO NÚMERO DE DEFLÚVIO EM JERIMUM

CLASSE DE SOLO	% DA ÁREA TOTAL	CN	$\frac{(1) \times (2)}{100}$
D	92,9	80	74,3
C	7,1	75	5,3
CN MÉDIO			79,6

4 2 2 - Seleção do Período de Retorno da Cheia

O Açude Jerimum por sua localização e capacidade, não justifica a adoção de cheias de projeto do porte de cheia máxima provável ou mesmo a decamilenar Para dimensionar o sangradouro desse açude, adotou-se um procedimento que vem do consenso dos engenheiros de recursos hídricos do estado, válido para açudes médios dimensionar o sangradouro para deixar passar, em condição de revanche e folga normais, uma cheia milenar, verificar se a cheia decamilenar passa com folga zero

Observa-se que não existem cidades, potencialmente inundáveis, na zona ribeirinha entre Jerimum e Caxitoré Além do mais, o volume acumulado pelo Jerimum, cerca de 20 milhões, representa cerca de 10% do volume acumulável pelo Caxitoré, isto é, a onda de cheia do primeiro, em caso de ruptura, seria provavelmente absorvida pelo segundo

4.2.3 - Determinação do Tempo de Concentração de Bacia

O tempo de concentração em uma bacia hidrográfica representa o intervalo de tempo que leva a gota de chuva para se deslocar do ponto mais afastado da bacia até a seção de saída. No presente estudo o tempo de concentração foi estimado com o auxílio do programa HEC-1. Admitiu-se a ocorrência de uma chuva de duração suficientemente longa, uniformemente distribuída sobre a bacia hidrográfica, e o terreno com uma taxa de infiltração constante. Aplicando-se o hidrograma unitário pelo método da onda cinemática, o intervalo de tempo que vai desde o início da chuva até o instante em que a vazão no hidrograma efluente atinge o seu valor máximo, é igual ao tempo de concentração na bacia.

O HEC-1 calcula o tempo de escoamento difuso (overland flow) através do método da onda cinemática e o tempo de escoamento na calha do rio através do método de propagação de Muskaingum - Cunge.

Foram admitidas os seguintes parâmetros:

$N = 0,35$ corresponde ao coeficiente de rugosidade do escoamento superficial difuso em uma superfície moderadamente rugosa com cobertura vegetal equivalente a capineiras (Manual do HEC-1 p. 35)

$n = 0,045$ corresponde ao coeficiente de rugosidade de Manning para canais irregulares com vegetação nas margens (van te chow, Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill, p. 121)

$i_0 = 0,05$ declividade laterais no escoamento difuso nas nascentes do rio (zona acidentada) = declividade do primeiro quilômetro do riacho

$i_c = 0,0028$ declividade média do leito do rio - (Figura 1.4)

Os parâmetros correspondem a uma bacia hidrográfica hipotética com um rio principal de 39,0 km de curso com uma declividade de 0,0028 m/m, e duas planícies laterais com 500 m de largura cada. Simulando-se o comportamento dessa bacia hidrográfica através do HEC-1, obteve-se um tempo de estabilização do hidrograma igual a 9,50 horas, valor adotado para representar o tempo de concentração (o anexo apresenta o arquivo de entrada de dados TEMCONC.DAT).

Para checar o valor obtido pelo HEC-1, calculou-se o tempo de viagem de uma vazão média de 250 m³/s em canal de 39.000 m com uma declividade de 0,0028, uma rugosidade (n)

de 0,045, base de 12,0 m e taludes 2H 1V. Obteve-se um tempo de 8,70 horas, que valida o resultado obtido pelo HEC-1.

4.2.4 - A Chuva de Projeto

Para uma duração de chuva de 9,50 h, igual ao tempo de concentração na bacia, obtêm-se da Figura 2.2

- Chuva total pontual de 9,50 h, $T_r = 100$ anos = 92 mm
- Chuva total pontual de 9,50 h, $T_r = 1.000$ anos = 122 mm
- Chuva total Pontual de 9,50 h, $T_r = 10.000$ anos = 153 mm

Multiplicando-se por 0,738 para obtenção da cheia espacial sobre a bacia tem-se

- Chuva espacial de 100 anos de recorrência = 67,9 mm
- Chuva espacial de 1.000 anos de recorrência = 88,6 mm
- Chuva espacial de 10.000 anos de recorrência = 112,9 mm

4.2.5 - A Cheia de Projeto

Para a determinação da cheia de projeto utilizou-se o método do hidrograma unitário sintético do Soil Conservation Service, conforme programado no HEC-1. Para o hidrograma da chuva de projeto adotou-se uma configuração semelhante à proposta pelo NOAA (ver Manual de HEC-1 p. 15), para chuvas de seis horas de duração. O ajuste foi feito proporcional à relação entre a chuva de 9,50 h e a chuva de 6,0 h (Tabela 4.1).

Então a cheia de projeto (período de retorno de 1.000 anos) é aquela ocasionada por uma precipitação total de 88,6 mm com duração de 9,50 horas e distribuição temporal conforme Tabela 4.2. Adotou-se um número de deflúvio (CN) igual a 79. A aplicação do HEC-1, forneceu as vazões de pico mostradas na Tabela 4.3.

TABELA 4 2 - HIETOGRAMA ADOTADO PARA A CHUVA DE PROJETO

DURAÇÃO ACUMULADA (% DO TOTAL)	CHUVA NO INTERVALO (% DO TOTAL)	DURAÇÃO (horas)	PRECIPITAÇÃO (mm)
0 - 16,6	10	0 - 1,58	8,86
16,6 - 33,3	12	1,58 - 3,17	10,63
33,3 - 50,0	15	3,17 - 4,75	13,29
50,0 - 66,7	38	4,75 - 6,33	33,67
66,7 - 83,3	14	6,33 - 7,92	12,40
83,3 - 100	11	7,92 - 9,60	9,75
TOTAL			88,60

Obs hietograma semelhante ao proposto pelo NOAA para uma chuva de seis horas de duração

TABELA 4 3 - VAZÕES MÁXIMAS INSTANTÂNEAS E MÉDIAS MÁXIMAS DE 24 horas EM AÇUDE JERIMUM DETERMINADAS PELO MÉTODO DO SCS

	Q_{100} (m ³ /s)	$Q_{1.000}$ (m ³ /s)	$Q_{10.000}$ (m ³ /s)
Vazão Instantânea	298	484	298
Máxima média de 24 horas	268	180	111

4 2 6 - O amortecimento da cheia pelo sangradouro

O dimensionamento de lâmina máxima para sobre o sangradouro é determinado através do hidrograma efluente, o qual é uma função do hietograma afluente, da relação altura x vazão do sangradouro e da forma do reservatório

4.2.6.1 - A relação altura x vazão do sangradouro

O sangradouro constaria de um corte em rocha em uma depressão na ombreira direita do boqueirão, (Figura 4.1), com um comprimento longitudinal em torno de 200 metros. Nessas condições, o seu funcionamento hidráulico está em um misto entre canal e vertedouro de soleira espessa. A determinação da curva vazão x altura do sangradouro, por unidade de largura é feita através das seguintes etapas.

- 1) arbitra-se uma vazão específica ($m^3/s/m$); (q_1),
- 2) localiza-se, em planta, um ponto aproximado onde se dará o escoamento crítico,
- 3) determina-se a curva de remanso (M_2) até o interior do lago e obtêm-se o valor do nível de água acima da soleira (h_1),
- 4) repete-se as etapas 1 a 3 até que se obtenha um número suficiente de pares (h_1 q_1)

O canal do vertedouro foi admitido com 80 m de largura, com um comprimento longitudinal de 200m e um coeficiente de Manning igual a 0,040 (canais em rochas escavados por explosivos). Foram testados três tipos de sangradouro sem declividade longitudinal, com 0,001 m/m de declividade longitudinal e com 0,005 m/m de declividade longitudinal. Os resultados, estão na Tabela 4.4. Observa-se que adotando-se uma declividade longitudinal de 0,005 m/m, existe um ganho acentuado de eficiência do sangradouro.

4.2.6.2 - O Hidrograma Efluente

Para determinar o hidrograma efluente do Açude utilizou-se o método de Pulls conforme programado no HEC-1. O reservatório, foi admitido cheio, na cota do vertedouro, quando da chegada da cheia de projeto. Um resumo dos resultados obtidos com o amortecimento das cheias é apresentado na Tabela 4.5.

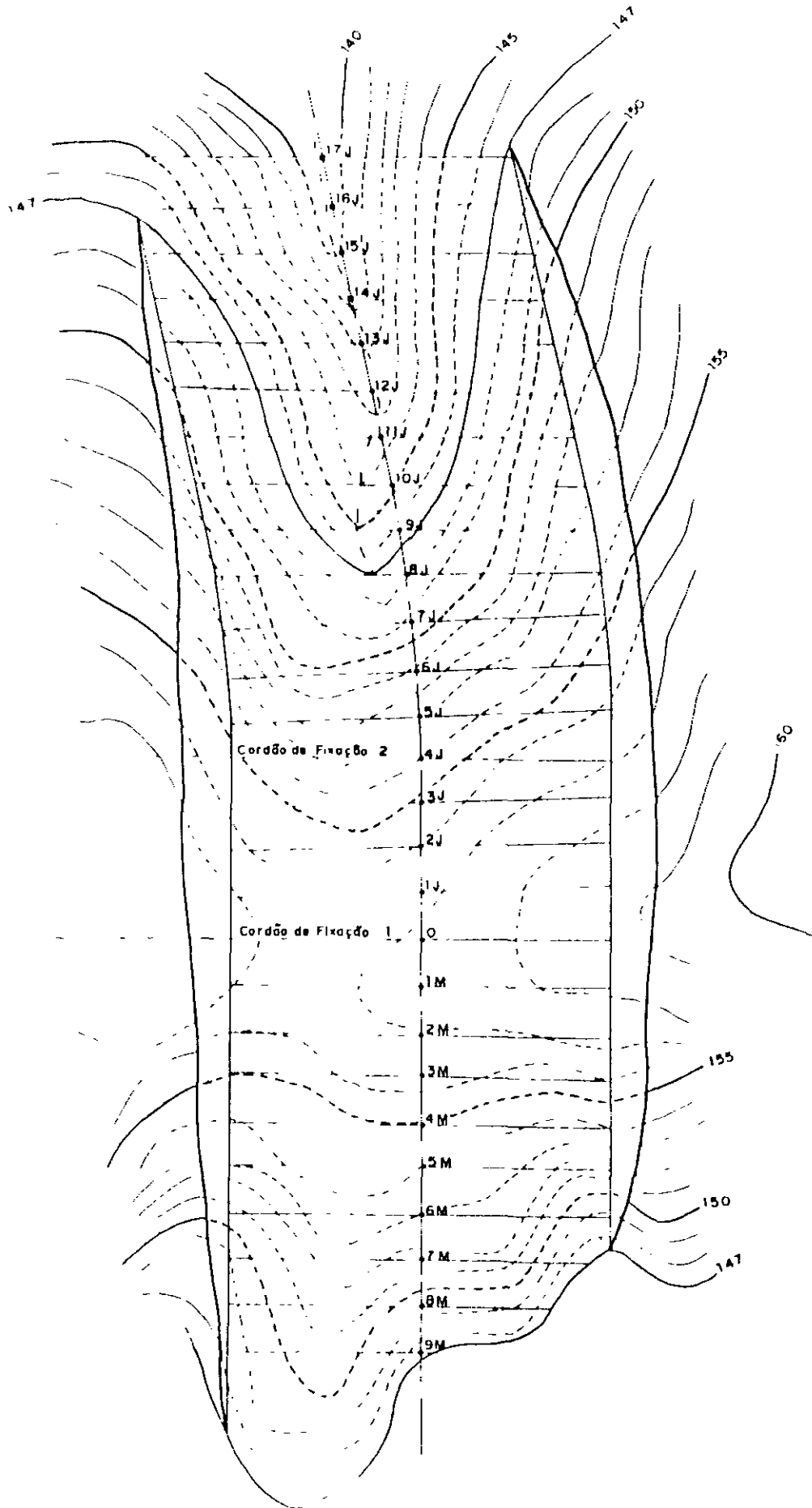


FIGURA 4.1 - Planta do Sangradouro. Distância entre estacas = 10,0 m

TABELA 4 4 - RELAÇÃO VAZÃO x ALTURA PARA TRÊS OPÇÕES DE SANGRADOURO DO JERIMUM

Q (m ³ /s)	Y (m) S _o = 0	Y (m) S _o = 0 001	Y (m) S _o = 0 005
0	0	0	0
20	0,60	0,49	0,3
50	0,93	0,87	0,61
75	1,14	1,02	0,78
100	1,31	1,20	0,94
150	1,62	1,50	1,21
200	1,89	1,76	1,45
300	2,34	2,22	1,87
400	2,74	2,61	2,25
500	3,10	2,96	2,58
600	3,43	3,30	2,90
700	3,73	3,60	3,20

TABELA 4 5 - RESULTADOS DO AMORTECIMENTO DAS CHEIAS NO AÇUDE JERIMUM COM TRÊS TIPOS DE SANGRADOURO

SANGRADOURO	Tr = 1000 anos		Tr = 10 000 anos		COTA EFLUENTES (m)	
	Q _{Er} (m ³ /s)	Q _{Se} (m ³ /s)	Q _{Er} (m ³ /s)	Q _{Se} (m ³ /s)	Tr = 1 000	Tr = 10 000
S _o = 0	484	298	723	475	149,30	150,01
S _o = 0 001	484	305	723	484	149,21	149,90
S _o = 0 005	484	329	723	514	148,98	149,60

UNIDADES Vazões em m³/s - TR em anos

4.3 - Conclusões

No presente projeto foi adotado o projeto de sangradouro de fundo plano colado à cota 147,0 por apresentar um menor volume de desmonte de rocha

Então as principais características do sangradouro são

- tipo	Canal em rocha
- largura	80,0 m
- comprimento longitudinal	200,0 m
- declividade longitudinal	0,0 m

5 - A CURVA DE REGULAÇÃO DO RESERVATÓRIO

000045

5.1 - Introdução

No Nordeste Brasileiro e especialmente no Ceará, quase todos os açudes são construídos com fins de conservação de águas. Objetivam esses açudes acumular as águas dos períodos chuvosos para uso nos períodos secos. A questão que enfrenta quem os dimensiona é avaliar o tamanho que deve dar à obra de maneira a que os ganhos em regularização de águas justifique os investimentos feitos.

Do ponto de vista da hidrologia, o objetivo do estudo é informar as relações entre a capacidade do açude e o volume por ele regularizado. Duas informações adicionais são importantes: uma estimativa das perdas por evaporação e uma análise incremental do ganho em volume regularizado com o aumento da capacidade. Um conjunto de três curvas contendo essas informações é aqui denominado de curvas de regulação do reservatório. Fornecer esse conjunto de curvas é o objetivo do presente capítulo.

5.2 - Metodologia

Para determinar as curvas de regulação do reservatório utilizou-se o método do Diagrama Triangular de Regularização (Campos, 1990)⁴. Esse método, ao lado da simplicidade de aplicação, apresenta diversas vantagens, como: 1) é paramétrico e permite o uso de valores regionais, 2) permite uma rápida análise de erros nos parâmetros estatísticos que caracterizam o regime médio de escoamento, 3) fornece concomitantemente uma avaliação dos volumes regularizados e das perdas médias por evaporação e sangria. A restrição é a rigidez da regra de operação do açude que impede avaliar regras complexas de operação. Entretanto, para um estudo de açudes médios com tipo de regularização, como o presente caso, o método é aplicável.

5.2.1 - A Aplicação do Método do DTR

Valores básicos (Capítulo 3)

deflúvios afluentes médio anual	36,40 hm ²
coeficiente de variação dos deflúvios anuais	≈ 1,20

⁴ Campos, J. N. B. - "Regularização de vazões em rios intermitentes" Tese para o Concurso de Professor Titular Universidade Federal do Ceará, 1990.

relação cota x volume (Figura 5.1)

evaporação do lago na estação seca - soma dos valores de junho a dezembro do tanque "A" em Pentecoste multiplicados por 0,80 (Tabela 3.1)

$$E = 0,80 (142,8 + 178,2 + 234,7 + 256,0 + 271,0 + 252,4 + 239,6)$$

$$E = 1\,259,76 \text{ mm}$$

Cálculo do fator de forma - O fator de forma da bacia é computado supondo-se que ela pode ser representada pela equação

$$V = \alpha h^3$$

Onde V = representa o volume acumulado até a altura h ($V = 0 \Rightarrow h = 0$), α é o fator de forma do reservatório

TABELA 5.1 - EVAPORAÇÃO DO TANQUE "A" EM PENTECOSTE

MÊS	EVAPORAÇÃO (mm)	MÊS	EVAPORAÇÃO(mm)
JANEIRO	222,9	JULHO	178,2
FEVEREIRO	166,4	AGOSTO	234,7
MARÇO	144,4	SETEMBRO	256,0
ABRIL	127,5	OUTUBRO	271,0
MAIO	138,6	NOVEMBRO	252,4
JUNHO	142,8	DEZEMBRO	239,6
TOTAL			2\,374,5

O valor de α vem da regressão linear de V em h^3 que, para o caso de reta passando na origem dos eixos, tem a seguinte apresentação

GRÁFICO COTA x ÁREA x VOLUME

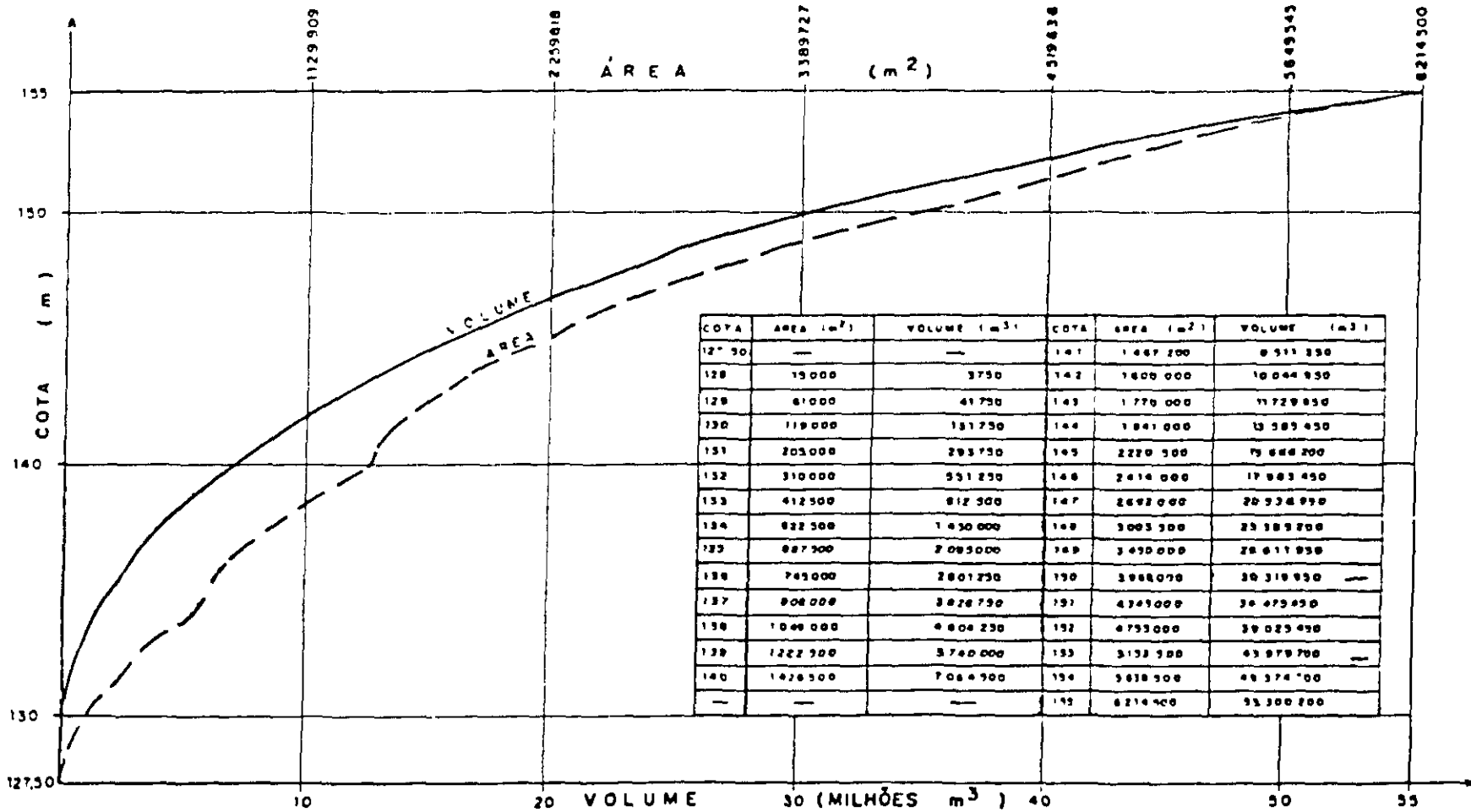


FIGURA 5 1 - Diagrama Cota x Área x Volume

000046

$$\alpha = \frac{\sum V_i}{\sum h_i^3}$$

Onde V_i , h_i representam os pares de valores da tabela cota x volume

Para o Jerimum obteve-se o valor de $\alpha = 2\,923,88$

Cálculo do fator adimensional de evaporação (f_e) Esse fator engloba os três principais elementos que influenciam as perdas por evaporação a partir de um reservatório a forma de reservatório, a elevação a partir do lago e o deflúvio médio anual. Tem-se

$$f_e = \frac{3 \times \alpha^{1/3} \times E}{\mu^{1/3}}$$

Com os resultados já obtidos tem-se

$$f_e = \frac{3 \times (2\,923,88)^{1/3} \times 1,25}{(36,4 \times 10^6)^{1/3}} = 0,16$$

5.3 - Resultados

Com os parâmetros do método determinad nas etapas anteriores obteve-se as curvas de regulação do sistema a partir do DTR de $CV = 1,2$ (Figura 5.2) Os resultados estão mostrados na Tabela 5.2 e Figura 5.3

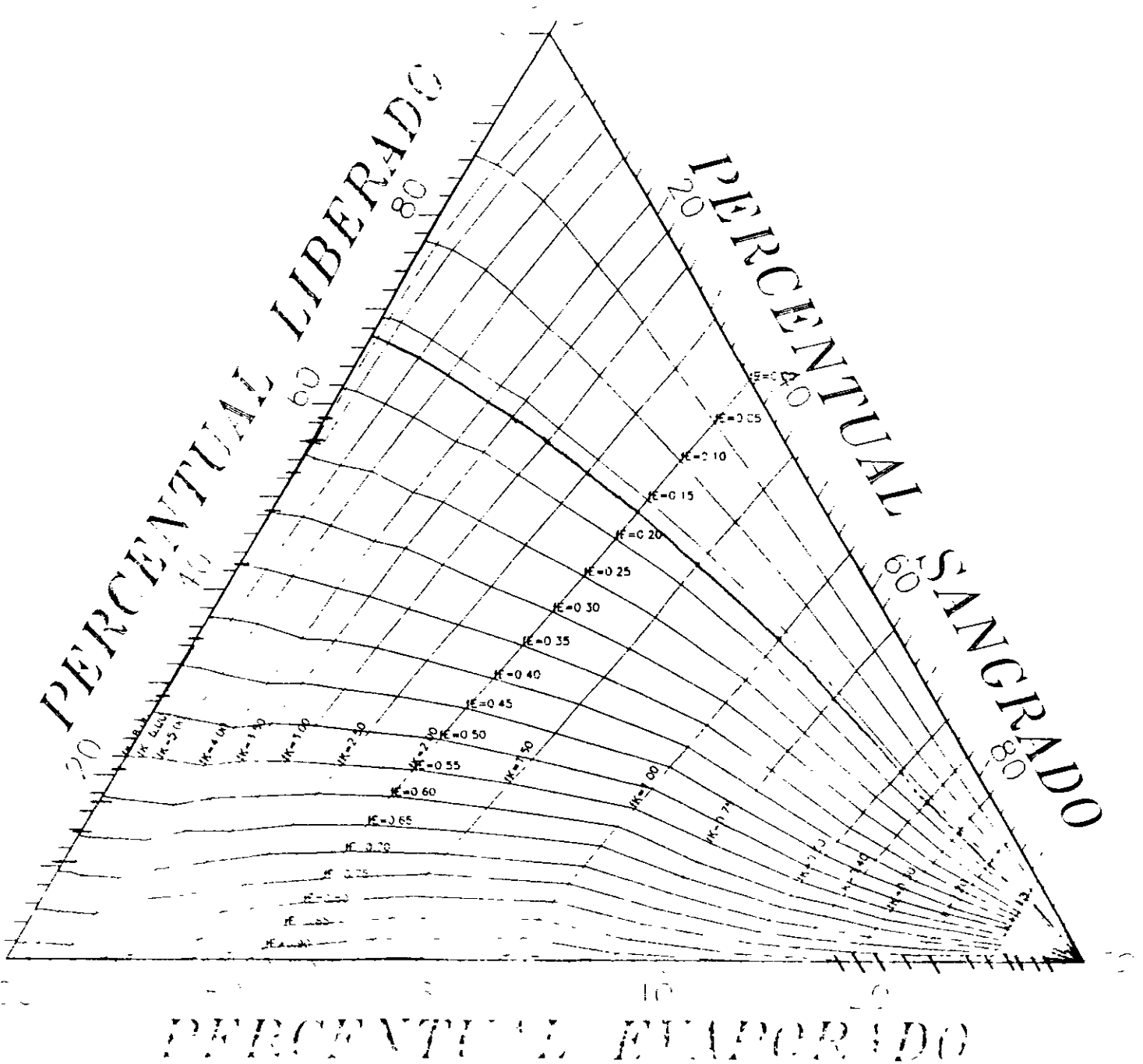


FIGURA 5.2 - Diagrama Triangular de Regularização para CV = 1,2

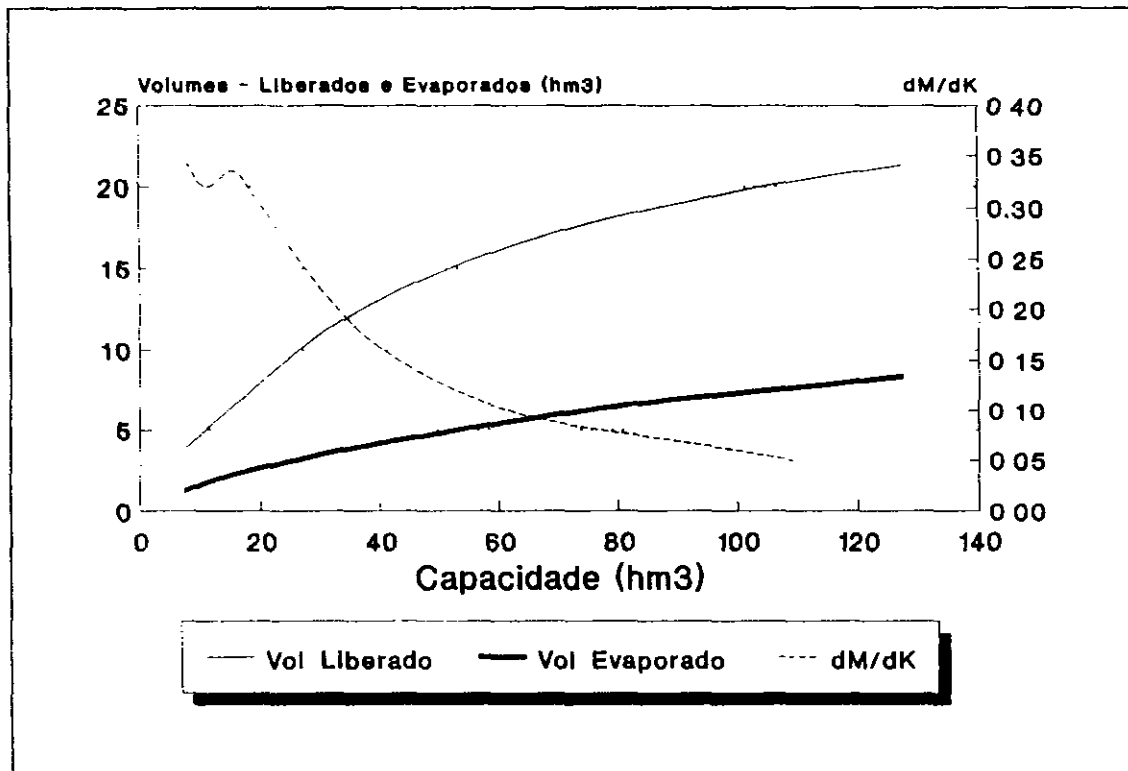


FIGURA 5 3 - Curva de Regulação do Açude Jerimum

TABELA 5 2 - VALORES DO ESTUDO INCREMENTAL DE CAPACIDADES DO AÇUDE JERIMUM

$f_k = k/\mu$	K hm ³	% REG	REG hm ³ /ano	% EVAP	EVAP hm ³ /ano	$\frac{\Delta M}{\Delta k}$
0,2	7,28	10,5	3,82	3,5	1,27	-
0,3	10,92	14,0	5,10	5,0	1,82	0,35
0,4	14,56	17,0	6,19	6,0	2,18	0,30
0,5	18,20	20,5	7,46	7,0	2,55	0,35
0,75	27,30	28,5	10,37	9,0	3,28	0,32
1,00	36,40	34,5	12,56	11,0	4,00	0,24
1,5	54,60	43,0	15,65	14,0	5,10	0,17
2,0	72,80	48,5	17,65	17,0	6,19	0,11
2,5	91,00	52,5	19,11	19,5	7,10	0,08
3,0	109,20	56,0	20,38	21,0	7,65	0,07
3,5	127,40	58,5	21,29	23,0	8,37	0,05

6 - DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DO AÇUDE

000052

6.1 - Introdução

O presente capítulo reúne os resultados dos estudos hidrológicos e dados econômicos, com vistas a permitir a decisão sobre que capacidade deve ter o açude.

Da hidrologia, obtiveram-se as curvas de regularização do açude. Da economia, vieram os orçamentos da obra para diversas capacidades. Da geotecnia e geomorfologia de bacia vieram alguns limitantes. Então, o objetivo do presente capítulo é reunir todos esses elementos e justificar a capacidade de atribuir para o açude.

6.2 - O Estabelecimento de um Diagrama de Decisão

Para facilitar a tomada de decisão, foi estabelecido um gráfico, contendo as informações

- 1) variação do custo do metro cúbico de água acumulada em função da capacidade do açude,
- 2) variação do custo (medido em incremento inicial) do metro cúbico de água regularizado anualmente em função da capacidade do açude,
- 3) variação do ganho em unidades de volumes regularizado por unidade de volume acrescido na capacidade do açude,
- 4) fatores limitantes ao incremento na capacidade do açude - no caso a cota 147,00 no orçamento representa o nível acima do qual o lago do Jerimum passa a interferir na barragem Olho d'Água

Esse diagrama está apresentado na Figura 6.1



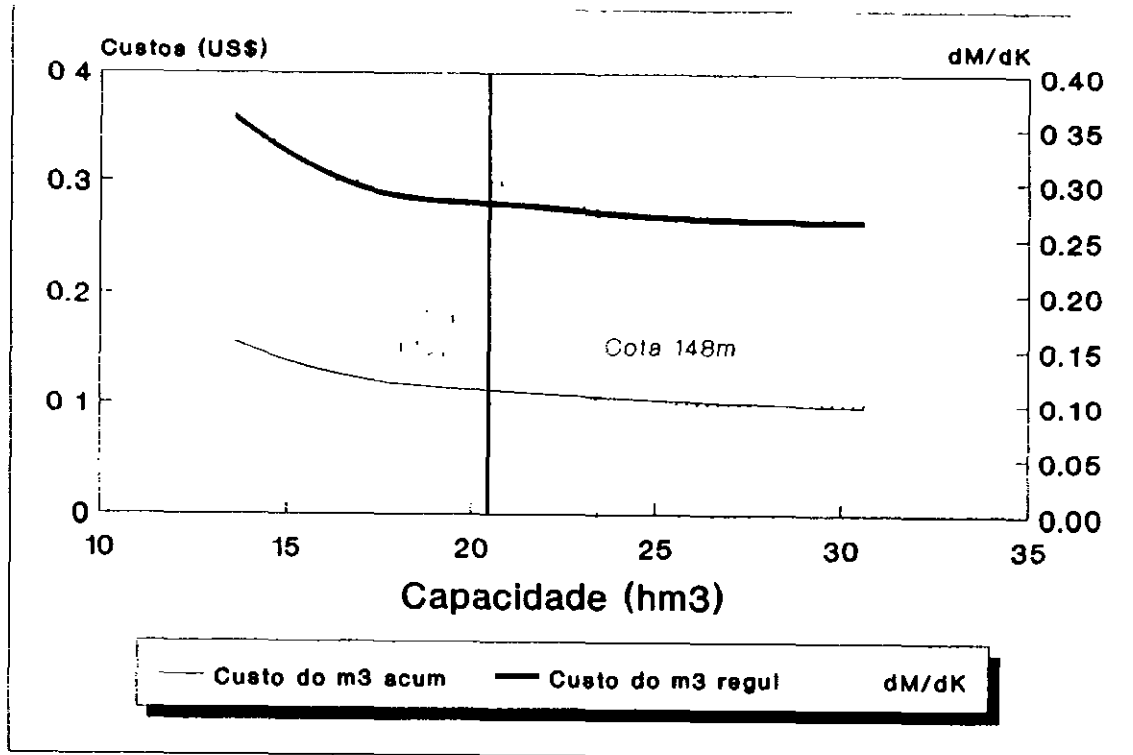


FIGURA 6.1 - DIAGRAMA DE DECISÃO PARA SELECIONAR A CAPACIDADE DO AÇUDE JERIMUM

6.2.1 - O Atendimento aos Objetivos do Açude

O objetivo principal do açude é o atendimento às populações humanas - estima-se que um volume anual da ordem de 2,7 hm³ serão suficientes para o atendimento desses objetivos

6.2.2 - Fatores Limitantes ao Tamanho do Açude

Quando da elaboração do projeto preliminar, o DNOCS detectou a existência de dois açudes logo a montante do boqueirão barrável - um no Rio Mandacarú, Açude sem denominação, e o outro a montante do primeiro, Açude Olho d'Água, em um rio afluente do Mandacaru. O açude sem nome, se preservado iria reduzir substancialmente a capacidade do Jerimum. Como se tratava de uma obra de pequeno porte, o DNOCS considerou, acertadamente, que a preservação do "sem nome" não era justificável. Por outro lado, o açude Olho d'Água já tem uma capacidade maior. Então o crescimento do Jerimum acima do cota 147,0 (sangradouro) iria implicar em um custo adicional e potencial - (indenização do Açude Olho d'Água. Considerando esse aspecto o DNOCS adotou a cota 147,0 para a soleira do sangradouro (Figura 6.2)

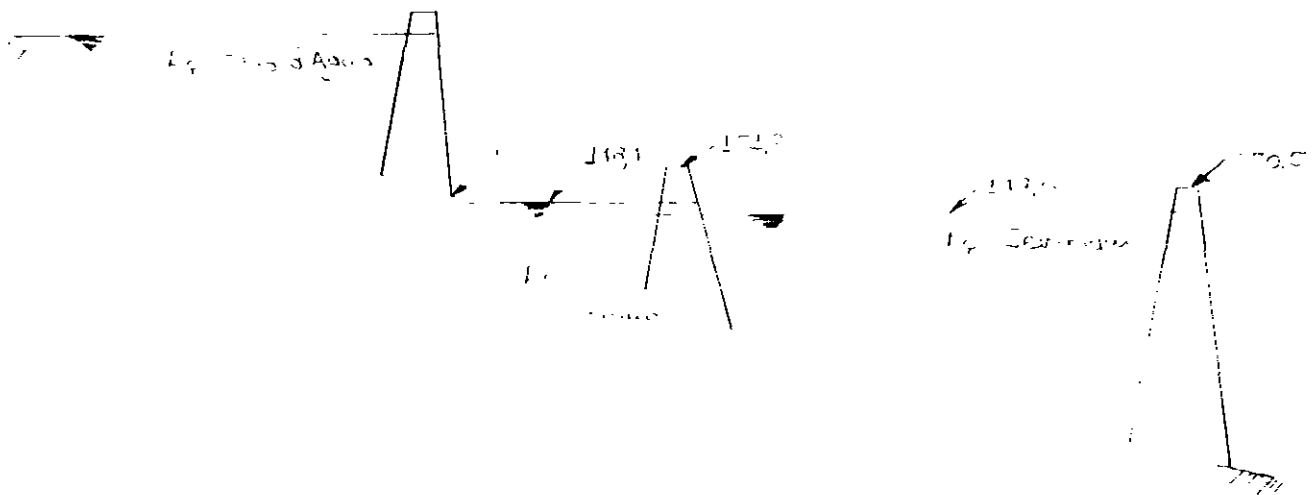


FIGURA 6 2 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS BARRAGENS NA BACIA HIDRÁULICA DO JERIMUM

6 3 - A Capacidade do Açude

Tendo em vista o que mostra o diagrama de decisão, isto é, potencialidade de crescimento do ponto de vista hidrológico, acima do fator limitante sócio-econômico, adotou-se a cota 147,00 para o nível do sangradouro. Nessas condições, o açude atende a seus objetivos de demanda em vazão regularizada e não viola o limite estabelecido.

Nessas condições as principais características do açude são

capacidade de acumulação	20,5 hm ³
volume regularizado (método do DTR) ⁵	8,2 hm ³ /ano
cota do sangradouro	147,00 m
cota do coroamento	150,50 m

⁵ O Capítulo 7 apresenta valores dos volumes regularizados obtidos a partir de dois outros métodos: o de matriz de transição (analítico) e da simulação da série histórica (empírico).

7 - ESTUDOS ADICIONAIS

000056

7.1 - Introdução

O presente capítulo apresenta alguns estudos adicionais com vistas a fornecer características do reservatório, durante a fase de operação. São abordados dois pontos: a probabilidade de enchimento do reservatório na fase transiente e a sua curva de esvaziamento.

7.2 - Probabilidade de Enchimento do Açude - Fase Transiente

A probabilidade de enchimento do açude pode ser feita segundo duas óticas distintas: na fase transiente, quando essa probabilidade depende do volume inicial do reservatório, na fase de equilíbrio, quando o processo estocástico do estoque de água torna-se ergódico. Duas metodologias estão disponíveis para tratar esse processo: a teoria estocástica dos reservatórios e o método de Monte Carlo (operação simulada de um grande número, ≈ 300) de seria relaxar à condição de ergodicidade e da flutuação amostral e estimar a probabilidade de enchimento através de frequência de enchimento em uma única série.

No presente estudo, optou-se por utilizar a teoria estocástica dos reservatórios, com a adaptação para rios intermitentes do Nordeste.

Em resumo, a sequência de cálculos consta das etapas descritas a seguir:

- 1) Dividir o volume total do reservatório, K , por 20, definindo 21 estados que podem ser atingidos pela reserva. A representação do espaço de definição desses estados está apresentado na Figura 7.1 e na Tabela 7.1.

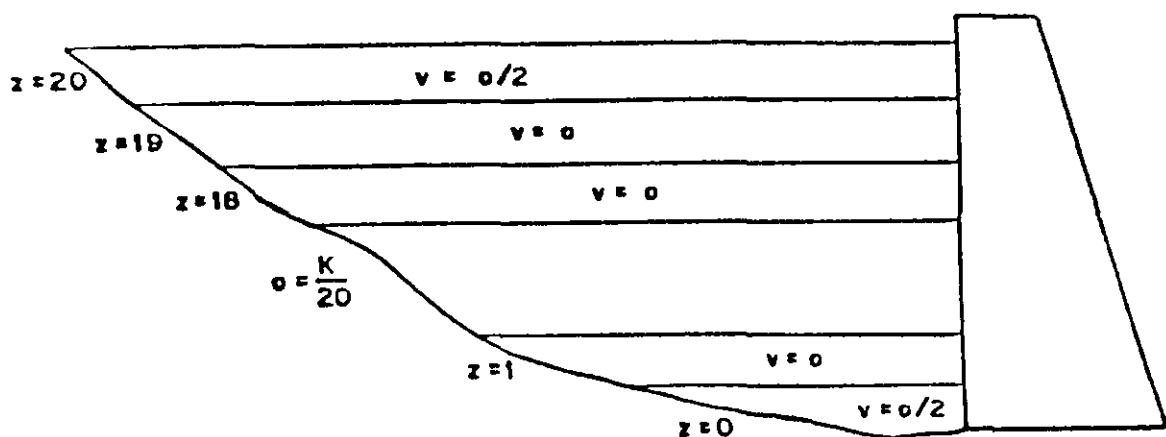


FIGURA 7.1 - REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO ESPAÇO DE DEFINIÇÃO DOS ESTADOS DE RESERVA

- 2) Calcular a matriz de transição de probabilidades da estação úmida (W) Supõe-se que os deflúvios seguem uma lei de probabilidade gama com dois parâmetros

TABELA 7 1 LIMITES, EM VOLUME, DOS ESTADOS DA RESERVA

NUMERO DO ESTADO (z)	LIMITES DE ARMAZENAMENTO	ARMAZENAMENTO NO ESTADO (2)
0	$0 \leq z \leq (1/2) a$	$z = \text{Seco}$
1	$(1/2) a < z \leq (5/2) a$	$z = a$
2	$(3/2) a < z \leq (5/2) a$	$z = 2a$
n - 1	$(n-3/2) a < z \leq (n-1) a$	$z = (n-1) a$
n	$(n-1/2) a < z \leq K$	$z = \text{Cheio}$

- 3) Calcular a matriz de transição de probabilidade devido à metade da Evaporação (E) Supõe-se que a relação cota x área x volume obedece as fórmulas

$$V = \alpha h^3$$

$$A = 3\alpha h^2, \text{ onde}$$

h - altura do espelho d'água,

V = volume acumulado à altura h ,

A = área do espelho d'água à altura h ,

α = Coeficiente de forma da bacia hidráulica obtido por regressão

- 4) Calcular a matriz de transição de probabilidade para uma retirada anual de M unidades de água [M]

- 5) Calcular a matriz de transição de probabilidade anual através do produto das matrizes parciais

$$[Q] = [W] [E] [M] [E]$$

6) Calcular o vetor de probabilidade de reserva no ano N, através da relação

$$\underline{P}_N = [Q] \underline{P}_{N-1}$$

O vetor de probabilidade no ano N tem a forma

$$\underline{P}_N = \begin{bmatrix} P_{0,n} \\ P_{1,n} \\ P_{2,n} \\ \vdots \\ P_{n,n} \end{bmatrix}$$

Onde $p_{i,j}$ representa a probabilidade da reserva está no estado i no tempo j . Assim, o elemento $p_{n,N}$ representa a probabilidade do reservatório estar cheio no ano N

Admitindo-se o reservatório inicialmente seco, tem-se o vetor de probabilidade de reserva \underline{p}_0 .

$$\underline{p}_0 = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix}$$

A partir daí, pode-se determinar esse vetor a qualquer tempo

Através dessa metodologia foram determinadas as curvas de probabilidade de enchimento do açude no ano N para três hipóteses de retiradas: 1) nula, 2) 4,1 hm³/ano, 3) 8,2 hm³/ano (Tabela 7.2 e Figura 7.2)

TABELA 7 2 - ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO NA FASE TRANSIENTE (0 - 10 anos) AÇUDE INICIALMENTE SECO

ANO	PROBABILIDADE DE ENCHIMENTO (%)		
	P/ M = 0	P/M = 4,1 hm ³ /ano	P/M = 8,2 hm ³ /ano
1	51,44	51,44	51,44
2	72,70	64,58	59,96
3	79,12	68,23	61,53
4	81,83	69,25	61,81
5	81,68	69,54	61,87
6	81,83	69,62	61,88 *
7	81,87	69,64	61,88
8	81,88 *	69,65 *	61,88
9	81,88	69,65	61,88

M = retirada anual

8,2 hm³/ano = volume anual regularizado com 90% de garantia

* início do estado de equilíbrio (independente das condições iniciais)

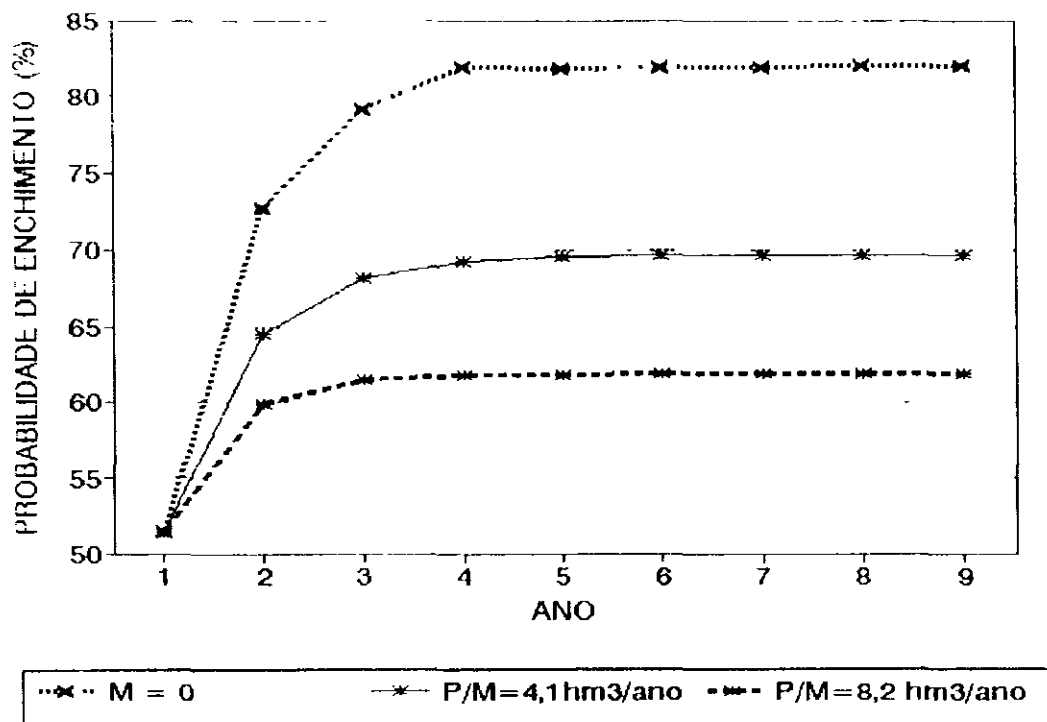


FIGURA 7 2 - GRÁFICO DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO - FASE TRANSIENTE (AÇUDE INICIALMENTE SECO)

Observa-se que mesmo com uma retirada igual a 8,2 hm³/ano, o açude transborda em aproximadamente 62% dos anos. Isso significa que, dentro dos padrões usuais de capacidade de açude no Nordeste, o Açude Jerimum estaria subdimensionado e comportaria um acréscimo na capacidade.

7.3 - A Curva de Esvaziamento do Açude

O regime dos rios no Estado do Ceará é caracterizado pela existência de duas estações úmida, quando ocorrem todos os escoamentos, e seca, quando a vazão no rio é totalmente nula.

Se é verdade que a estação seca ocorre todos os anos, o mesmo não se pode esperar da estação úmida. Quando da ocorrência de secas severas, como a de 1958, os rios podem permanecer o ano todo sem escoar. Dessa forma, a possibilidade de ocorrência de 18 meses com rios secos é um evento que não se pode ignorar. Nessas circunstâncias, uma excelente ferramenta para a operação de um açude é a prospecção da evolução da sua reserva para uma determinada retirada e nenhuma afluência.

A curva de esvaziamento de um reservatório é a representação gráfica dos pares de valores, volume retirado, tempo até o esvaziamento, conhecido o volume inicial. No Ceará, o final de junho, início de julho é a época apropriada para que se tome a decisão sobre a quantidade de água a liberar. Pode-se estabelecer um horizonte desejável do tempo de permanência e a partir daí, através da curva de esvaziamento.

Os cálculos foram efetuados através de metodologia convencional do balanço de massa e conduziram aos resultados mostrados na Tabela 7.3 e Figura 7.3.

TABELA 7.3 - VALORES DO TEMPO ATÉ O ESVAZIAMENTO, EM MESES, NO AÇUDE JERIMUM PARA DIVERSAS CONDIÇÕES INICIAIS E RETIRADAS

VOL INICIAL (hm ³)	TEMPO ATÉ O ESVAZIAMENTO (meses)						
	RETIRADA (m ³ /S)						
	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0
20,5	11	13	16	19	25	37	84
17,5	10	11	14	17	22	33	78
15,0	9	10	12	15	19	30	72
12,5	7	8	10	13	17	26	66
10,0	6	7	8	10	14	22	58

7 4 - Operação Simulada do Reservatório

7 4 1 - Teste de Homogeneidade da Série de Vazões

Inicialmente procedeu-se ao teste de homogeneidade da amostra dos valores das vazões. A série foi dividida em dois subconjuntos: os primeiros 40 valores - conjunto 1, os 39 últimos valores - conjunto 2. Os valores das estatísticas dos dois conjuntos estão apresentados na Tabela 7 4.

TABELA 7 4 - VALORES DAS ESTATÍSTICAS DOS DOIS SUBCONJUNTOS DA SÉRIE HISTÓRICA DE VAZÕES EM JERIMUM

ESTATÍSTICAS	SUB-CONJUNTO 1	SUB-CONJUNTO 2	CONJUNTO
Numero de observações	40	39	79
Média (hm ₃ /ano)	33,78	39,09	36,40
Desvio Padrão (hm ₃ /ano)	34,10	52,16	43,95
Mediana (hm ₃ /ano)	25,56	19,43	22,08

Utilizando-se o software STATGRAF executou-se o teste de hipóteses

H₀ = as duas médias são iguais (mesma população)

H₁ = as duas médias são diferentes (série não homogêneas)

$$\alpha = 0,05$$

obteve-se

- Estatística T calculada - 0,537364

- Nível de significância - 0,592376

CONCLUSÃO Aceita-se a hipótese que os dois conjuntos pertencem à mesma população

7 4 2 - Operação Simulada do Reservatório

O método de operação simulada de um reservatório consiste em admitir uma determinada regra de operação da reserva e verificar qual teria sido o comportamento do

reservatório se aquela regra houvesse sido aplicada. A execução de várias prospecções permite determinar qual o volume anual retirado que fornece as águas dentro de uma garantia escolhida.

O método, classificado como empírico, apresenta as vantagens da versatilidade e da simplicidade e a desvantagem de estar sujeito a flutuações amostrais e, por trabalhar com séries curtas, fornecer resultados que dependem do valor do volume inicial assumido, por hipótese, para o reservatório.

A operação simulada da reserva foi feita através da equação do balanço

$$V_{i+1} = V_i + R_i + P_i - M_i - S_i$$

Onde

$$S_i = \text{MAX} \{0, (V_i + P_i - E_i - M_i)\}$$

Sendo

V_i, V_{i+1} = Volume da reserva no início do mês i ,

R_i = Volume afluente ao reservatório no mês i ,

P_i = Volume de precipitação pluvial sobre o lago no mês i ,

E_i = Volume evaporado da superfície do lago no mês i ,

M_i = Volume retirado da reserva no mês i ,

Foram executados dois tipos de simulação:

- 1) Sem volume de segurança, sendo a retirada efetuada até o nível do porão
- 2) Com a definição de um volume de segurança (nível crítico) o qual, uma vez atingido limita as retiradas àquelas para consumo humano

7.4.2.1 - Operação Simulada sem Volume de Segurança

Por se tratar de uma única série de vazões, portanto sujeita as flutuações amostrais, aplicou-se o método da simulação paralelo ao método das matrizes de transição (descrito na seção 7.2). Procurou-se aqui analisar como as flutuações nos valores das médias e das variâncias influem nos resultados obtidos para o volume anual regularizado.

- 3) Observou-se também, como era esperado, a grande importância da viabilidade interanual dos deflúvios na capacidade de regularização do reservatório, embora a *série 2* apresentasse uma média 15% superior à *série 1*, seu volume regularizado foi 30% inferior - devido à maior variabilidade dessa última

INTERVALO DE CONFIANÇA NO VOLUME REGULARIZADO

Nessa fase procurou-se determinar limites de confiança no volume regularizado a partir do intervalo de confiança na variância, Para um nível de 95% de confiança obteve-se um intervalo 1,03 - 1,42 Admitindo-se a média igual a 36,40 hm³/ano; obteve-se, a partir do método da matriz de transição o seguinte intervalo

$$M_{95} \text{ qdo } CV = 1,03 = 8,7 \text{ hm}^3/\text{ano}$$

$$M_{95} \text{ qdo } CV = 1,42 = 6,1 \text{ hm}^3/\text{ano}$$

7.4.2.2 - Operação simulada com volume de segurança

Nessa fase procurou-se um volume de segurança que garantisse uma maior permanência do fornecimento de água para consumo urbano. Obviamente, essa opção implica em manter o nível médio do lago em cota mais elevada e em consequência, aumentar as perdas totais por evaporação (É o preço a pagar)

Para determinação do volume de segurança buscou-se

- 1) Um consumo para de abastecimento humano de 2,8 hm³/ano com garantia mensal mínima próxima a 100%
- 2) Um consumo para irrigação, a determinar, com uma garantia de 90% anual

O cálculo foi efetuado através de um processo de tentativas ajustando-se o volume da reserva de segurança e a retirada para irrigação até que obtiveram-se os resultados desejados, quais sejam

- Volume de Segurança	4,0 hm ³
- Garantia Mensal x Cons Humano	98,7%
- Volume para Consumo Humano	2,80 hm ³
- Garantia para Irrigação (anual)	88,6%
-Volume para Irrigação	3,50 hm ³ /ano

Para checar o valor obtido pelo DTR, fez-se segunda simulação usando-se o ano hidrológico, admitindo-se uma retirada anual de 8,2 hm³, dos quais 2,8 hm³/ano se destinam ao

consumo humano. Admitiu-se uma reserva de segurança de 4,0 hm³. Os valores da simulação podem ser resumidos assim:

- Volume de Segurança	4,0 hm ³ /ano
- Retirada para irrigação	5,4 hm ³ /ano
- Retirada para abastecimento humano	2,8 hm ³ /ano
- Garantia mensal para abastecimento humano	99,8 %
- Garantia anual para abastecimento humano	97,6 %
- Garantia anual para irrigação	80,0 %
- Garantia mensal p/ irrigação	92,3 %

7.5 - Interferência da Construção do Jerimum no Caxitoré

Para estimar a influência da construção do Jerimum nas disponibilidades hídricas da bacia controlada pelo açude Caxitoré, utilizou-se, devido à versatilidade, o método da simulação. Adotou-se a seguinte sequência de cálculo:

- 1) determinou-se o volume regularizado com 90% de garantia anual pelo açude Caxitoré na hipótese de não construção do Jerimum - (obteve-se 47,0 hm³/ano),
- 2) determinou-se o volume anual regularizado,
- 3) determinou-se o volume regularizado pelo açude Caxitoré após a construção do Jerimum (41,0 hm³/ano) e o regularizado pelo Jerimum (7,4 hm³/ano), totalizando no sistema 48,4 hm³/ano.

Obs. Volumes afluentes ao Caxitoré iguais à soma dos extravazamentos do Jerimum mais os deflúvios da bacia não controlada pelo Jerimum.

A construção do açude Jerimum na bacia do Caxitoré tem, em termos de disponibilidades hídricas, os seguintes efeitos:

- 1) agrega ao sistema um volume regularizado de 1,4 hm³ por ano (48,4 - 47,0),
- 2) transferência de um volume regularizado de 6,0 hm³/ano de Caxitoré para Jerimum - que poderá beneficiar as cidades de Itapagé e Irauçuba.

7.6 - Volume Regularizado - Resumo dos Resultados

Os volumes anuais regularizados pelo Jerimum foram determinados através de três metodologias de cálculo (simulação, diagrama triangular de regularização, matriz de transição) e duas hipóteses de operação (com volume de segurança e sem volume de segurança). Os resultados estão apresentados a seguir:

7 6 1 - Volumes regularizados sem volumes de segurança

Nesse caso foi também calculado um intervalo de confiança de 90% para o volume regularizado. Os resultados obtidos foram os seguintes:

- Intervalo de confiança no volume regularizado	8,7 - 6,1 (hm ³ /ano)
- Volume regularizado pelo método do DTR	8,2 (hm ³ /ano)
- Volume regularizado pelo método da matriz de transição	7,6 (hm ³ /ano)
- Volume regularizado pelo método de simulação - ano civil	7,4 (hm ³ /ano)
- Volume regularizado pelo método de simulação - ano hidrológico	7,8 (hm ³ /ano)

Estão considerando-se o caráter aleatório dos deflúvios pode-se dizer que os resultados obtidos pelos três métodos são igualmente confiáveis - não fogem ao intervalo de confiança

7 6 2 - Volumes regularizados com volume de segurança

Como era de se esperar a adoção de uma zona de reserva para fornecer, com maior garantia, água para consumo humano implicou em decréscimo das disponibilidades totais. Os resultados obtidos foram

- Volume para consumo humano	2,8 hm ³ /ano
- Garantia mensal para oferta urbana	98,7%
- Volume para irrigação	3,5 hm ³ /ano
- Garantia anual para irrigação	88,6%
- Reserva de segurança do açude	4,0 hm ³

7 7 - Conclusão

Os resultados obtidos mostraram que as diferenças entre os valores dos volumes anuais regularizados determinados pelos três métodos situam-se dentro do intervalo de confiança de 90% para o coeficiente de variação. Dessa forma a adoção do volume anual regularizado com 90% de garantia anual obtido pelo método do Diagrama Triangular de Regularização (8,2 hm³/ano) é aceitável (o método de simulação com o ano hidrológico, forneceu 7,8 hm³/ano)

A introdução de um volume de segurança de 4,0 hm³, abaixo do qual cessam as retiradas para irrigação, implica em uma retirada anual para irrigação de 5,4 hm³ com uma garantia mensal de 92,3 % e anual de 80,0 %

Finalmente, considerando-se as flutuações dos resultados recomenda-se, para fins de operação do açude

- 1) Estabelecimento de estações de medições de vazões para o local do barramento com vistas a obtenção de dados específicos do local,
- 2) Fazer, anualmente, ao final da estação chuvosa um calendário de operação do reservatório com vistas a determinar os volumes deriváveis para irrigação e abastecimento humano (operação horizonte curto),
- 3) Cuidados especiais quando da concessão de outorgas

**ANEXO 1 - RESULTADOS DO ESTUDO ESTATÍSTICO RELATORIO DE SAIDA DO PROGRAMA
EXVAL93**

ARQUIVO DE ENTRADA**CHUVAS DIARIAS EM JUA**

mm 0 500

1935 56 6
1936 27 7
1937 52 5
1938 54 9
1939 56 2
1940 55 0
1941 54 0
1942 42 0
1943 48 80
1944 62 00
1945 63 30
1946 35 10
1947 64 00
1948 37 20
1949 34 20
1950 52 20
1951 48 00
1952 34 50
1953 40 70
1954 32 40
1955 53 60
1956 54 60
1957 54 30
1958 64 00
1959 54 30
1960 56 00
1961 47 60
1962 50 00
1963 50 00
1964 96 00
1965 68 00
1966 85 80
1967 59 70
1968 99 20

1969 73 20
1970 66 20
1971 59 80
1972 83 20
1973 45 00
1974 82 80
1975 40 00
1976 75 40
1977 31 00
1978 132 00
1979 48 60
1980 53 10
1981 37 90
1982 50 10
1983 40 80
1984 68 30
1985 63 40
1986 96 50
1987 50 90
1988 70 60

RELATORIO DE SAIDA

CHUVAS DIARIAS EM JUA

SAMPLE SIZE = 54

STATISTICS OF THE OBSERVED VALUES

MEAN = 57 65 STD DEV = 19 51 COEF OF SKEW = 1 3892

STATISTICS OF THE NATURAL LOGARITHMS

MEAN = 4 00414 STD DEV = 31568 COEF OF SKEW = 2597

STATISTICS OF THE BASE 10 LOGARITHMS

MEAN = 1 73898 STD DEV = 13710 COEF OF SKEW = 2616

000072

FREQUENCY DISTRIBUTION

RETURN PERIOD (YRS)	TRUNCATED NORMAL (m3s)	2-PARAMETER LOGNORMAL (m3s)	3-PARAMETER LOGNORMAL (m3s)	TYPE I EXTREMAL (m3s)	TYPE I LOG-EXTREMAL (m3s)	PEARSON TYPE III	LOG PEARSON TYPE III
5.0	74.20	71.66	71.35	54.58	52.17	71.49	71.33
10.0	82.97	82.58	83.39	58.13	55.25	84.01	83.27
20.0	90.31	93.00	95.37	73.53	70.89	96.24	95.22
25.0	92.47	96.31	99.27	86.08	86.85	100.16	99.13
50.0	98.73	106.57	111.62	98.12	105.52	112.37	111.61
75.0	102.13	112.60	119.06	113.70	135.78	119.56	119.19
100.0	104.45	116.91	124.46	125.37	164.01	124.70	124.73
500.0	116.36	141.77	156.81	137.00	197.98	154.18	158.52
1000.0	121.08	153.01	172.07	152.35	253.79	167.35	174.86
10000.0	135.62	193.59	230.04	163.95	306.18	213.72	239.31

FREQUENCY DISTRIBUTION

CLASS	TRUNCATED INTERVAL PROBABILITY	2-PARAMETER NORMAL (m3s)	3-PARAMETER LOGNORMAL (m3s)	TYPE I LOG-EXTREMAL (m3s)	PEARSON TYPE III	LOG PEARSON TYPE III		
0	0.0000	00	00	00	00	00		
1	14286	36.82	39.14	39.18	37.32	39.46	38.54	39.55
2	28571	46.61	45.85	45.30	44.69	44.45	43.91	45.82
3	42857	54.14	51.80	50.96	51.22	49.41	49.34	51.54
4	57143	61.16	58.03	57.13	58.16	55.28	55.56	57.73
5	71429	68.69	65.55	64.85	66.67	63.44	63.55	65.46
6	85714	78.48	76.80	76.94	79.72	78.35	76.12	77.54
7	1.00000	INFINITY	INFINITY	INFINITY	INFINITY	INFINITY	INFINITY	INFINITY

CHI SQUARE VALUE 7 704 5 111 5 111 5 889 7 963 7 963 5 111

95% CHI-SQUARE TEST STATISTIC = 12 596

RETURN LOG PEARSON
 PERIOD TYPE III
 WITH WEIGHTED
 REGIONAL SKEW
 (YRS) (m3s)

5 00	71 22
10 00	83 41
20 00	95 76
25 00	99 83
50 00	112 91
75 00	120 92
100 00	126 80
500 00	163 20
1000 00	181 09
*****	253 27

WEIGHTED SKEW CHI-SQUARE VALUE 6 667

COMPUTED SKEW (LOG 10) = 2616

REGIONAL SKEW (LOG 10) = 500

WEIGHTED SKEW (LOG 10) = 3264

MEAN SQUARE ERROR OF LOG 10 SKEW = 1128

MEAN SQUARE ERROR OF REGIONAL SKEW = 3020

ANEXO 2 - DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO DA BACIA ARQUIVO DE ENTRADA E RELATÓRIO DE SAÍDA DO HEC-1

000075

ARQUIVO DE ENTRADA

ID BACIA DO JERIMUM - ONDA CINEMATICA
 ID ESTIMATIVA DO TEMPO DE CONCENTRACAO
 * CARTAO IT P A 7
 IT 30 17MAR93 1200 25
 * IO ESPECIFICA O RELATORIO DE SAIDA P A 9
 IO 2 2
 * DEFINE UNIDADES METRICAS
 IM
 KK 01
 KM ESCOAMENTO A PARTIR DA BACIA DO CAXITORE
 * AREA DA BACIA EM km^2 p A-19, AGUAS P 8
 BA 39
 * ABSTRACAO INICIAL 16 9 CN = 75 p A 41/ VER AGUASOLOS p 23
 * CHUVA TOTAL NA BACIA 94 0mm p A 41
 PB
 IN 30
 * CHUVAS INCREMENTAIS A CADA HORA
 PI 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4
 Pi 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4
 LU 8
 * ONDA CINEMATICA p A-91
 * N = 300 P 35 MANUAL POOR GRASS COVER ON MODERATELY ROUGH
 UK 500 05 300 100
 * CARTAO DEFININDO O CANAL RK P A-65
 RK 39000 0028 0 045 TRAP 12 2
 ZZ

RELATÓRIO DE SAÍDA

```

1.....
.....
* * * * *
* FLOOD HYDROGRAPH PACKAGE (HEC 1) * * U S ARMY CORPS OF
ENGINEERS *
* SEPTEMBER 1990 * * HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER
*
* VERSION 4 0 * * 609 SECOND STREET *
* * * * *
* DAVIS, CALIFORNIA 95616 *
* RUN DATE 08/10/1993 TIME 09 42 40 * * (916) 756-1104 *
* * * * *
.....
.....
  
```

```

X  X XXXXXXXX XXXXX      X
X  X X      X  X      XX
X  X X      X          X
XXXXXXXX XXXX  X      XXXXX X
X  X X      X          X
X  X X      X  X      X
X  X XXXXXXXX XXXXX      XXX
    
```

THIS PROGRAM REPLACES ALL PREVIOUS VERSIONS OF HEC-1 KNOWN AS HEC1 (JAN 73) HEC1GS, HEC1DB, AND HEC1KW

THE DEFINITIONS OF VARIABLES RTIMP AND RTIOR- HAVE CHANGED FROM THOSE USED WITH THE 1973 STYLE INPUT STRUCTURE

THE DEFINITION OF AMSKK ON RM CARD WAS CHANGED WITH REVISIONS DATED 28 SEP 81 THIS IS THE FORTRAN77 VERSION

NEW OPTIONS DAMBREAK OUTFLOW SUBMERGENCE , SINGLE EVENT DAMAGE CALCULATION, DSS WRITE STAGE FREQUENCY,

DSS READ TIME SERIES AT DESIRED CALCULATION INTERVAL LOSS RATE GREEN AND AMPT INFILTRATION

KINEMATIC WAVE NEW FINITE DIFFERENCE ALGORITHM

1 HEC 1 INPUT PAGE 1

LINE	ID	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ID	BACIA DO JERIMUM	ONDA CINEMATICA								
2	ID	ESTIMATIVA DO TEMPO DE CONCENTRACAO									
		* CARTAO IT P A-7									
3	IT	30 17MAR93	1200	25							
		* IO ESPECIFICA O RELATORIO DE SAIDA P A-9									
4	IO	2	2								
		* DEFINE UNIDADES METRICAS									
5	IM										
6	KK	01									
7	KM	ESCOAMENTO A PARTIR DA BACIA DO CAXITORE									
		* AREA DA BACIA EM km ² p A-19, AGUAS P 8									
8	BA	39									
		* ABSTRACAO INICIAL 16 9 CN = 75 p A-41/ VER AGUASOLOS p 23									
		* CHUVA TOTAL NA BACIA 94 Omm p A 41									

```

9      PB
10     IN      30
      * CHUVAS INCREMENTAIS A CADA HORA
11     PI 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4
12     PI 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4 12 4
13     LU      8
      * ONDA CINEMATICA p A-91
      * N = 300 P 35 MANUAL POOR GRASS COVER ON MODERATELY ROUGH
14     UK 500 05 300 100
      * CARTAO DEFININDO O CANAL RK P A-65
15     RK 39000 0028 0 045 TRAP 12 2
16     ZZ

```

1.....

.....

```

* * * * *
* FLOOD HYDROGRAPH PACKAGE (HEC-1) * * U S ARMY CORPS OF
ENGINEERS *
* SEPTEMBER 1990 * * HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER
*
* VERSION 4 0 * * 609 SECOND STREET *
* * * * * DAVIS, CALIFORNIA 95616 *
* RUN DATE 08/10/1993 TIME 09 42 40 * * (916) 756-1104 *
* * * * *

```

.....

.....

BACIA DO JERIMUM ONDA CINEMATICA
ESTIMATIVA DO TEMPO DE CONCENTRACAO

```

4 IO  OUTPUT CONTROL VARIABLES
      IPRNT      2 PRINT CONTROL
      IPLOT      2 PLOT CONTROL
      QSCAL      0 HYDROGRAPH PLOT SCALE

IT    HYDROGRAPH TIME DATA
      NMIN      30 MINUTES IN COMPUTATION INTERVAL
      IDATE     17MAR93 STARTING DATE
      ITIME     1200 STARTING TIME
      NQ        25 NUMBER OF HYDROGRAPH ORDINATES
      NDDATE    18MAR93 ENDING DATE
      NDTIME    0000 ENDING TIME
      ICENT     19 CENTURY MARK

```

COMPUTATION INTERVAL 50 HOURS
 TOTAL TIME BASE 12 00 HOURS

METRIC UNITS

DRAINAGE AREA SQUARE KILOMETERS
 PRECIPITATION DEPTH MILLIMETERS
 LENGTH, ELEVATION METERS
 FLOW CUBIC METERS PER SECOND
 STORAGE VOLUME CUBIC METERS
 SURFACE AREA SQUARE METERS
 TEMPERATURE DEGREES CELSIUS

.....

.....
 . .
 6 KK * 01 *
 . .

ESCOAMENTO A PARTIR DA BACIA DO CAXITORE

10 IN TIME DATA FOR INPUT TIME SERIES
 JXMIN 30 TIME INTERVAL IN MINUTES
 JXDATE 17MAR93 STARTING DATE
 JXTIME 1200 STARTING TIME

SUBBASIN RUNOFF DATA

8 BA SUBBASIN CHARACTERISTICS
 TAREA 39 00 SUBBASIN AREA

PRECIPITATION DATA

9 PB STORM 248 00 BASIN TOTAL PRECIPITATION

11 PI INCREMENTAL PRECIPITATION PATTERN
 12 40 12 40 12 40 12 40 12 40 12 40 12 40 12 40 12 40 12 40
 12 40 12 40 12 40 12 40 12 40 12 40 12 40 12 40 12 40 12 40

13 LU UNIFORM LOSS RATE
 STRTL 00 INITIAL LOSS
 CNSTL 8 00 UNIFORM LOSS RATE
 RTIMP 00 PERCENT IMPERVIOUS AREA

KINEMATIC WAVE

14 UK OVERLAND-FLOW ELEMENT NO 1
 L 500 OVERLAND FLOW LENGTH
 S 0500 SLOPE
 N 300 ROUGHNESS COEFFICIENT
 PA 100 0 PERCENT OF SUBBASIN
 DXMIN 5 MINIMUM NUMBER OF DX INTERVALS

KINEMATIC WAVE

15 RK MAIN CHANNEL
 L 39000 CHANNEL LENGTH
 S 0028 SLOPE
 N 045 CHANNEL ROUGHNESS COEFFICIENT
 CA 39 00 CONTRIBUTING AREA
 SHAPE TRAP CHANNEL SHAPE
 WD 12 00 BOTTOM WIDTH OR DIAMETER
 Z 2 00 SIDE SLOPE
 NDXMIN 2 MINIMUM NUMBER OF DX INTERVALS
 RUPSTQ NO ROUTE UPSTREAM HYDROGRAPH

...

COMPUTED KINEMATIC PARAMETERS

VARIABLE TIME STEP

(DT SHOWN IS A MINIMUM)

ELEMENT	ALPHA	M	DT	DX	PEAK	TIME TO	VOLUME	MAXIMUM
					PEAK	CELERITY		
		(MIN)	(M)	(CMS)	(MIN)	(MM)	(MPS)	
PLANE1	75	1 67	12 58	100 03	181 91	216 06	163 70	13
MAIN	13	1 56	30 79	7802 56	181 80	564 35	134 25	4 24

CONTINUITY SUMMARY (1000 CU-M) INFLOW = 0000E +00 EXCESS = 6534E +04 OUTFLOW = 5218E +04 BASIN
 STORAGE = 1235E +04 PERCENT ERROR = 1 2

INTERPOLATED TO SPECIFIED COMPUTATION INTERVAL

MAIN 13 1 56 30 00 181 79 570 00 132 91

.....

HYDROGRAPH AT STATION 01

000000

.....

DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	EXCESS	COMP Q	*	DA	MON	HRMN	ORD	RAIN	LOSS	
EXCESS	COMP Q														
17 MAR	1200	1	00	00	00	0	*		17 MAR	1830	14	12 40	4 00	8 40	180
17 MAR	1230	2	12 40	4 00	8 40	2	*		17 MAR	1900	15	12 40	4 00	8 40	181
17 MAR	1300	3	12 40	4 00	8 40	4	*		17 MAR	1930	16	12 40	4 00	8 40	182
17 MAR	1330	4	12 40	4 00	8 40	7	*		17 MAR	2000	17	12 40	4 00	8 40	182
17 MAR	1400	5	12 40	4 00	8 40	16	*		17 MAR	2030	18	12 40	4 00	8 40	182
17 MAR	1430	6	12 40	4 00	8 40	31	*		17 MAR	2100	19	12 40	4 00	8 40	182
17 MAR	1500	7	12 40	4 00	8 40	49	*		17 MAR	2130	20	12 40	4 00	8 40	182
17 MAR	1530	8	12 40	4 00	8 40	71	*		17 MAR	2200	21	12 40	4 00	8 40	181
17 MAR	1600	9	12 40	4 00	8 40	96	*		17 MAR	2230	22	00	00	00	174
17 MAR	1630	10	12 40	4 00	8 40	124	*		17 MAR	2300	23	00	00	00	158
17 MAR	1700	11	12 40	4 00	8 40	151	*		17 MAR	2330	24	00	00	00	138
17 MAR	1730	12	12 40	4 00	8 40	170	*		18 MAR	0000	25	00	00	00	117
17 MAR	1800	13	12 40	4 00	8 40	177	*								

.....

TOTAL RAINFALL = 248 00, TOTAL LOSS = 80 00, TOTAL EXCESS = 168 00

PEAK FLOW	TIME	MAXIMUM AVERAGE FLOW			
		6 HR	24 HR	72 HR	12 00 HR
- (CU M/S)	(HR)				
	(CU M/S)				
+ 182	9 50	177	120	120	120
	(MM)	98 150	132 839	132 839	132 839
	(1000 CU M)	3828	5181	5181	5181

CUMULATIVE AREA = 39 00 SQ KM

1 STATION 01

(O) OUTFLOW												
0	40	80	120	160	200	0	0	0	0	0	0	0
(L) PRECIP. (X) EXCESS												
0	0	0	0	0	0	0	0	16	12	8	4	0

DAHRMN PER

171200 10

171230 2 0

LLLLLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX

000081

171300	3	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
171330	4	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
171400	5	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
171430	6	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
171500	7	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
171530	8	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
171600	9	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
171630	10	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
171700	11	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
171730	12	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
171800	13	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
171830	14	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
171900	15	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
171930	16	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
172000	17	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
172030	18	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
172100	19	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
172130	20	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
172200	21	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
172230	22	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
172300	23	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
172330	24	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
180000	25	0			LLLLLLLLLXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX

1
1

**RUNOFF SUMMARY, AVERAGE FLOW IN CUBIC METERS PER SECOND
AREA IN SQUARE KILOMETERS**

TIME OF OPERATION	STATION	PEAK	TIME OF	AVERAGE FLOW FOR MAXIMUM PERIOD			BASIN AREA	MAXIMUM STAGE
		FLOW	PEAK	6 HOUR	24-HOUR	72-HOUR		
+								
HYDROGRAPH AT								
+	01	181 90	9 50	177 21	119 92	119 92	39 00	

1

SUMMARY OF KINEMATIC WAVE - MUSKINGUM-CUNGE ROUTING

(FLOW IS DIRECT RUNOFF WITHOUT BASE FLOW)

INTERPOLATED TO
COMPUTATION INTERVAL

ISTAQ	ELEMENT	DT	PEAK	TIME TO	VOLUME	DT	PEAK	TIME TO	VOLUME
			PEAK				PEAK		

	(MIN)	(CMS)	(M ³ N)	(MM)	(MIN)	(CMS)	(MIN)	(MM)
01 MANE	30 79	181 80	564 35	134 25	30 00	181 79	570 00	132 91

CONTINUITY SUMMARY (1000 CU M)-INFLOW = 0000E+00 EXCESS = 6534E+04 OUTFLOW = 5218E+04 BASIN
STORAGE = 1235E+04 PERCENT ERROR = 1 2

*** NORMAL END OF HEC-1 ***