

**ESTUDOS HIDROLÓGICOS DE CHEIAS DA BACIA DA PERUCABA
COM ÊNFASE A COTA DE INUNDAÇÃO NO LAGO DA PERUCABA, ZONA
URBANA DA CIDADE DE ARAPIRACA/AL.**

*Fernando Silva de Carvalho*¹, *Arthur de Oliveira Hernandez*² *Gustavo Silva de Carvalho*³.

Resumo – As enchentes são causadas, em grande parte, pela perda crescente da cobertura vegetal nativa, falta de regulamentação da ocupação e uso do solo; ocupação das várzeas e impermeabilização das áreas urbanas; bem como frequência elevada dos eventos chuvosos potencialmente causadores de inundação. O presente trabalho apresenta uma análise acerca do comportamento hidrológico de ocorrência de cheias do Rio Perucaba, com o objetivo de caracterizar a cota de inundação do Lago da Perucaba, situado na zona urbana de Arapiraca/AL. Foram identificados os possíveis cenários de urbanização da região e de acordo com as análises dos resultados do Balanço Hídrico no Lago da Perucaba, com o objetivo de amortecimento das cheias, verificou-se que, na pior situação, e considerando uma chuva centenária (TR=100 anos) e um horizonte de impermeabilização na Bacia hidrográfica do Lago de 20 anos, a altura máxima de transbordamento do vertedor seria de cerca de 60 cm acima da cota atual. Desta forma todos os empreendimentos que serão implantados no entorno do lago deveria está acima da cota 219,00 m.

Abstract – The floods were caused in large part by the increasing loss of native vegetation, lack of regulation of land use and occupation, occupation of floodplains and waterproofing of the urban areas as well as high frequency of rainfall events potentially causing flooding. This paper presents an analysis about the hydrology of occurrence of floods Perucaba River, in order to characterize the flood elevation of Lake Perucaba, located in the city of Arapiraca / AL. We identified the possible scenarios of urbanization in the region and according to the analysis of results of water balance in Lake Perucaba, with the goal of full damping, it was found that in the worst situation, and given a centuries-old rain (TR = 100 years) and a sealing horizon in the basin of Lake 20 years, the maximum height of the overflow spillway would be about 60 cm above the current quota. This way all businesses that will be deployed in the vicinity of the lake is above the quota should 219.00 m.

Palavras-Chave – Reservatórios, Gestão, Rio Piauí.

¹ Eng. Civil - MSc. Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, COHIDRO, CESMAC, FIC–UNIFAL, Fone: (82) 9119-5942, email:

fernandoscarvalho@hotmail.com

² Eng. Civil - MSc. Engenharia Ambiental, COHIDRO, FIC – UNIFAL, Fone (82) 8889-3800, email: arthur_o_h@hotmail.com

³ Eng Civil – Msc Hidráulica e Saneamento, DOMUS Engenharia e Arquitetura Ltda, Fone: (82)9982-1031, email: gustavocarvalho@hotmail.com

1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

As vazões de enchentes trazem um impacto negativo para a sociedade e são provocadas pela ocorrência de precipitações de alta intensidade nas suas áreas de drenagem, alcançando grande velocidade sob a forma de enxurrada devido a topografia íngreme das partes altas da bacia, do embasamento cristalino aflorante (exceto nas partes baixas onde ocorrem rochas sedimentares) e do tipo de vegetação existente na bacia (Genovez, 2003).

Outros fatores que influenciam nas enchentes são perda crescente da cobertura vegetal nativa, provocando assoreamento dos cursos d'água; falta de regulamentação da ocupação e uso do solo; ocupação das várzeas e impermeabilização das áreas urbanas; desta maneira, com as fortes precipitações, o nível de água do rio se eleva rapidamente, provocando inundações das cidades ribeirinhas.

Inserida neste contexto a pesquisa tem como principal objetivo uma análise acerca do comportamento hidrológico de ocorrência de inundações no “Lago da Perucaba”, na cidade de Arapiraca, com o objetivo de caracterizar a cota de inundação do corpo d'água na região do entorno.

Ao longo do texto é realizada uma pequena apresentação da área de estudo, seguida da metodologia utilizada, dos dados coletados, dos resultados e das conclusões obtidas.

2. CARACTERIZAÇÃO HIDROLÓGICA DA BACIA

O Lago da Perucaba está inserido na área da bacia hidrográfica do Rio Perucaba, este de dominialidade estadual, por nascer e desaguar em território alagoano. Este manancial compõe a Região Hidrográfica do Rio Piauí, juntamente com as bacias hidrográficas do próprio rio Perucaba (com área de drenagem de 637,7 km²), Rio Tibiri (129,5 km²), Rio Itiúba (469,6 km²), Rio Boacica (808,8 km²), Rio Piauí (1109,4 km²) e Rio Batinga (159,3 km²). Essas informações foram obtidas junto ao presente no Plano Diretor de Bacia Hidrográfica do Rio Piauí (HYDROS, 1998).

Os municípios integrantes da RH do Piauí são: Arapiraca, Campo Grande, Coruripe, Feira Grande, Feliz Deserto, Girau do Ponciano, Igreja Nova, Junqueiro, Lagoa da Canoa, Limoeiro de Anadia, Olho D'água Grande, Penedo, Piaçabuçu, Porto Real do Colégio, São Brás, São Sebastião, Teotônio Vilela e Traipu, conforme citado no Plano Diretor (HYDROS, 1998).

A região hidrográfica ao qual o rio Piauí está abrangido, tal como citado acima, engloba as bacias hidrográficas dos rios Piauí, Perucaba, Boacica, Itiuba e outras pequenas afluições ao rio São Francisco, totalizando uma área de drenagem de aproximadamente 3.374 km² (SEMARH/AL, 2010).

O rio **Piauí** com 130 km de extensão, nasce nas proximidades do município de Arapiraca, em Alagoas, a uma altitude de aproximadamente 260m. Este rio tem curso orientado no sentido sudeste, infletindo, neste ponto, para o sentido sudoeste até sua confluência com o rio São Francisco. As declividades mais acentuadas ocorrem no trecho inicial com um desnível de 55m em 9 km de extensão..

O rio **Perucaba** possui, além de uma extensão de 103 km, uma área de drenagem de 606,22 km². Este rio nasce a 14 km de Arapiraca, entre as serras do Alecrim e Mata D'Água, a uma altitude de 300m. O sentido de escoamento desse rio é sudeste. As declividades são mais acentuadas no seu trecho inicial.

O rio **Boacica** nasce na serra dos Marcos, perto da cidade de Lagoa Canoa, a uma altitude de 280m, possuindo uma área de drenagem de 524,26 km². Este rio basicamente possui direção de escoamento sudeste. No seu trecho inicial há um desnível de 80m em 4,5km de extensão.

O rio **Itiuba**, com uma área de drenagem de 401,09 km², fica localizado na porção oeste da área em estudo, e uma extensão de 51 km. Com sentido básico de escoamento na direção sudeste, este rio tem a sua nascente localizada na Serra do Imbé, a 6 km do município de Campo Grande e apresenta um desnível de 80m em 1,5 km de extensão, no seu trecho inicial.

O quadro a seguir apresenta as principais características fisiográficas das bacias principais.

QUADRO - ASPECTOS FISIOGRAFICOS DAS BACIAS HIDROGRAFICAS

Sub	Extensão do rio (km)	Área de drenagem (km ²)	Perímetro da bacia (km)	Desnível (m)	Declividade (m/km)	Índice de Forma	Coefficiente de Compacidade
Bacia Piauí	130	1122,89	247,36	252,00	1,938	0,066	2,067
Perucaba	103	606,22	193,44	296,00	2,874	0,057	2,200
Boacica	62	524,26	127,69	274,80	2,912	0,136	1,561
Itiuba	51	401,088	101,66	275,70	3,313	0,154	1,421

Onde:

Índice de forma= A/L^2

Coefficiente de compacidade= $0,28.[P/(A)^{1/2}]$

A=Área de drenagem

L= é o comprimento da foz ao ponto mais afastado do limite da bacia, seguindo o maior curso d'água da bacia.

P=Perímetro da bacia

A bacia hidrográfica do Rio Perucaba situa-se ao Sul do Estado de Alagoas, sendo um dos afluentes pela margem esquerda do Rio São Francisco. A bacia limita-se ao norte com a bacia do rio Piauí e ainda com a bacia do rio , ao Sul com o Rio São Francisco, na divisa com o Estado de Sergipe; a oeste com a Bacia do Rio Boacica; e a leste com a própria bacia do rio Piauí. Está compreendida entre as coordenadas extremas 9°40' e 10°30' de latitude Sul, e 36°19' e 36°55' de longitude W.

O curso do rio principal possui regime efêmero, em boa parte do ano. Na região de interesse não existe nenhum posto fluviométrico, tampouco leituras de variação de nível de água. Como a

bacia tem uma área considerada média, e estando situado na área de cabeceira, mesmo com os volumes e velocidades decorrentes dos fenômenos críticos, não há registros de mortes humanas. Porém, justamente pelo escoamento destas águas serem conduzidas para uma pequena área de armazenamento, e de forma muito rápida, toda a precipitação concentrada tem seu escoamento quase que instantâneo.

O Lago da Perucaba, apesar das características de intermitência das bacias da região, se mantém permanentemente com volume de água. Isso se deve, principalmente, ao lançamento de efluentes e escoamento pluvial da área urbana de Arapiraca. Além disso, a formação geológica de uma parte do município permite haver afluência do manancial em alguns pontos (nascentes). A qualidade da água está influenciada pelo motivo citado acima.

A figura a seguir ilustra a localização do Lago da Perucaba.

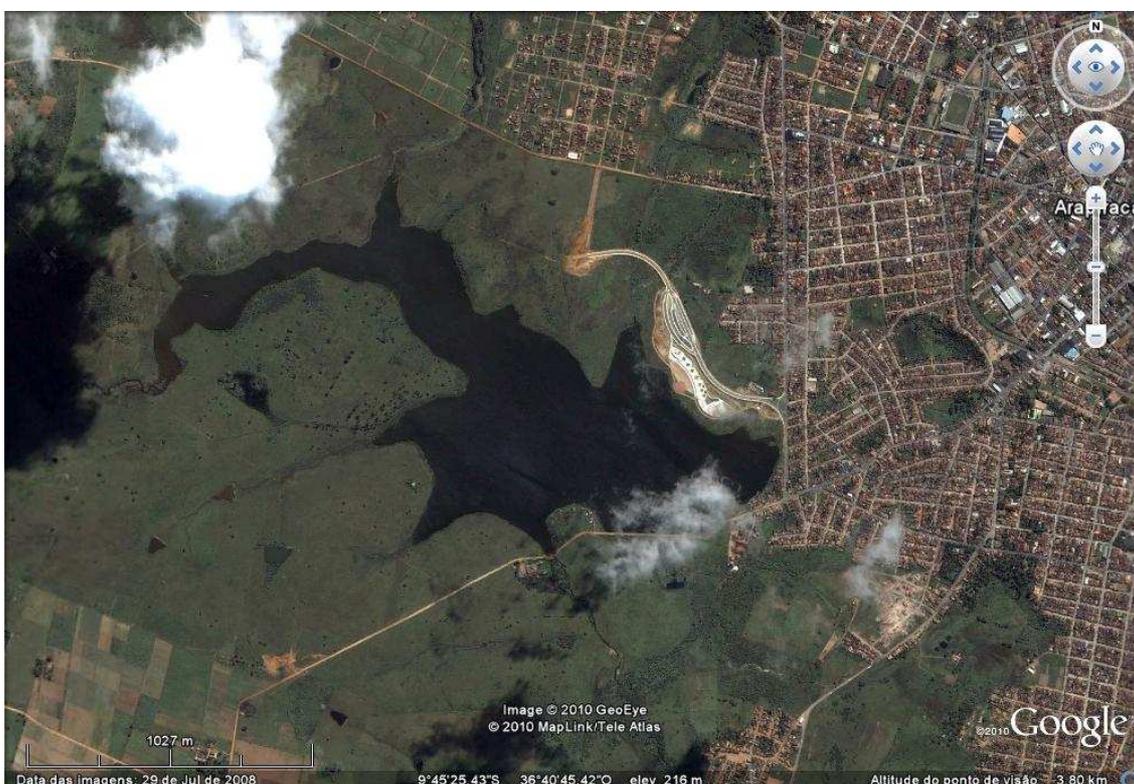


Figura 1 – Visão geral do Lago da Perucaba

3. ESTUDO DA SUPERFÍCIE DO TERRENO

Neste capítulo é apresentado o levantamento batimétrico e o nivelamentos das barrancas do lago Perucaba em Arapiraca, também conhecido como Lago do DNOCS. Abaixo está descrita a metodologia do levantamento realizado.

3.1. Metodologia

3.1.1. Nivelamento das margens

O nivelamento das margens foi realizado por meio de um nível topográfico, com referência de nível o marco 02 instalado no terreno com:

- Superfície de referência : Elipsóide de Referência GRS80,
- Semi-eixo maior: 63778137 metros,
- Achatamento: 1/298,25,
- Datum Horizontal: SIRGAS-2000 - IBGE – Brasil e
- Sistema de coordenadas plano retangulares UTM (Universal Transversa de Mercator).

com as coordenadas 24L 8.919.953,592 N, 754.187,957 E e cota de 227,99 m.

O levantamento das margens de cada seção foram amarradas ao nível da água e este amarrado com relação ao marco, com um nível topográfico automático da marca PENTAX.

O local de medição de cada seção foi georeferenciado com relação ao marco 02 com auxílio de dois GPS da marca GARMIN, com metodologia DGPS de correção de erros, sendo influenciada pela quantidade de satélites captados pelo equipamento na hora da medição.

3.1.2. Batimetria

A batimetria da seção transversal consiste em um levantamento detalhado do relevo da parte submersa da seção transversal, os perfis transversais do lago nas seções escolhidas foram determinado com auxílio de um ecobatímetro (Tipo: EAGLE SUPRAPRO I. D.) e um par de aparelho GPS (TIPO GARMIM) com correções DGPS.

Os pontos levantados na seção transversal foram gereferenciados através das coordenadas UTM década ponto adquiridas com uso do GPS. A embarcação utilizada, tinha um ecobatímetro acoplado em uma de suas laterais, e deslocou-se com velocidade constante da margem esquerda para a direita, e da esquerda para a direita registrando a profundidade de cada ponto.

3.2. Geoprocessamento

Para elaboração da base cartográfica e mapas temáticos da área de estudo, foram desenvolvidas as seguintes etapas:

- Pesquisa do acervo cartográfico e imagens existentes;
- Seleção dos mapas e imagens a serem utilizados em relação à cartografia básica;
- Elaboração da base cartográfica, em meio digital, a partir do material disponível;
- Elaboração do Modelo Numérico do Terreno

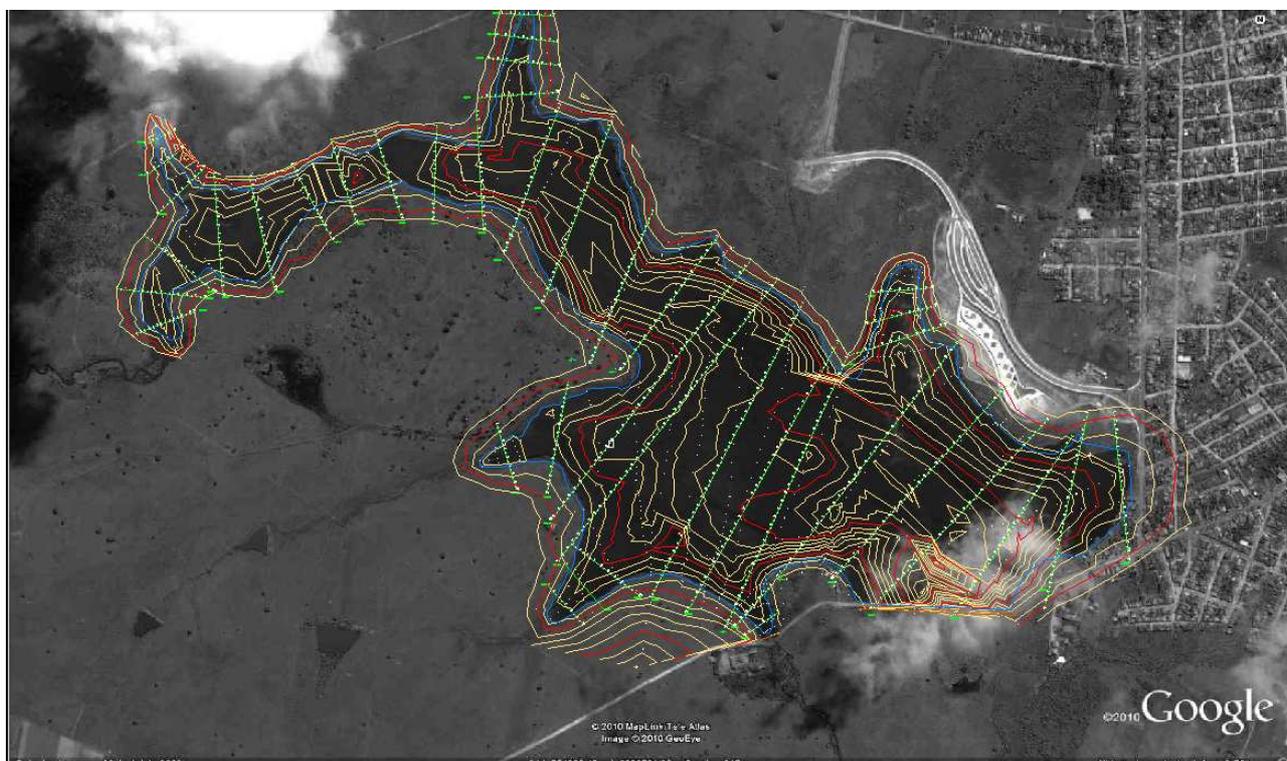


Figura 2 – Localização das seções

No processo de elaboração em meio digital da cartografia básica foram utilizadas as cartas do IBGE existentes nas escalas 1:100.000, as quais fornecem as informações plani-altimétricas, trabalho este que constou dos procedimentos abaixo relacionados:

- Rasterização dos das cartas sistemáticas 1/100.000;
- Georeferenciamento do arquivo digital 1/100.000;
- Vetorização e edição dos arquivos matriciais.

4. ESTUDOS HIDROLÓGICOS

4.1. Caracterização do regime pluviométrico

Para a determinação da precipitação média numa superfície qualquer, é necessário utilizar as observações dentro dessa bacia e nas suas vizinhanças. Aceita-se como a precipitação média sendo uma lâmina de água de altura uniforme sobre toda a área considerada, associada a um período de tempo dado.

Os dados da região em estudo estão representados pelas precipitações indicadas no Posto 936041(ANA, 2010) localizado no centro da cidade. Na Tabela 1 são apresentadas as precipitações médias mensais da bacia.

Tabela 1 – Precipitações Médias Totais no posto 00936066 (ANA 2010)

Meses	Precipitações Totais (mm)	Meses	Precipitações Totais (mm)
Janeiro	26,7	Julho	101,7
Fevereiro	31,8	Agosto	47,5
Março	47,6	Setembro	45,8
Abril	80,9	Outubro	18,3
Maiο	105,9	Novembro	12
Junho	109,3	Dezembro	19,9
		Totais	647,40

A determinação dos índices de concentração pluviométrica permite o conhecimento da distribuição temporal da precipitação em um determinado intervalo de tempo. A Figura apresenta o hidrograma para os postos pluviométricos indicados. Nesta figura, o valor do índice de concentração pluviométrica é plotado anualmente. A representação gráfica visa proporcionar um maior entendimento qualitativo da distribuição temporal da precipitação.

Neste estudo, os dados brutos das precipitações máximas diárias (Tabela 2) obtidos no sistema HidroWeb da ANA foram submetidos a uma análise de consistência para se identificar possíveis desvios nas respectivas séries e do grau de confiabilidade dos dados brutos registrados. No posto pluviométrico foi elaborada uma série de precipitações máximas anuais, tendo sido determinadas a média, desvio-padrão e coeficiente de assimetria dos dados brutos observados.

Tabela 2 – Precipitações Máximas Diárias

Ano	Precipitação (mm)	Ano	Ano	Precipitação (mm)	Precipitação (mm)	Ano	Precipitação (mm)
1963	27	1972	75	1981	82,2	1990	25
1964	28,4	1973	83,8	1982	43,8	1991	28
1965	25,3	1974	52,8	1983	31	Média	45,44
1966	50,7	1975	72	1984	27	Desvio	19,47
1967	20	1976	64	1985	50	Dpad	22,68
1968	30,1	1977	90,2	1986	38		
1969	26,1	1978	101	1987	40,2		
1970	60,4	1979	32,8	1988	36,8		
1971	16	1980	35,2	1989	25		

4.1.1. Distribuições de Probabilidades para os Postos Selecionados

Em Hidrologia, as Distribuições de Probabilidades são escolhidas em função do tipo de amostra que se dispõe, isto é, chuvas intensas, vazões máximas, vazões mínimas, etc.

Dentre as distribuições de probabilidade mais usadas para eventos extremos no caso chuvas máximas as seguintes distribuições podem ser utilizadas :

- **Distribuição Log-normal** - É bastante utilizada para o cálculo de vazões máximas e mínimas e chuvas máximas.

- **Distribuição Log-Pearson Tipo III** – É utilizada para o cálculo de vazões e chuvas máximas.
- **Distribuição de Gumbel também conhecida como Extrema Tipo I** – É uma das mais utilizadas para o cálculo de vazões e chuvas máximas.

Neste estudo hidrológico foi adotada a distribuição de Gumbel como a mais indicada para a estimativa das precipitações máximas.

A distribuição de Gumbel é largamente usada com bons resultados para análise de precipitações máximas e é expressa pela seguinte fórmula:

$$P(X \geq x) = 1 - e^{-e^{-y}} = \frac{1}{T} \quad (1)$$

onde:

P - probabilidade de um valor extremo X ser maior ou igual a um dado valor x ;

T - período de retorno;

y - variável reduzida Gumbel;

Na seqüência são apresentadas as estimativas das precipitações Máximas diárias por Gumbel para os dois postos de interesse.

Tabela 3 - Cálculo da Precipitação Máxima pelo método de Gumbel

Tr	Y_t	P_{max}
2	0,37	41,72
5	1,50	61,76
10	2,25	75,03
20	2,97	87,76
50	3,90	104,24
100	4,05	106,89

4.1.2. Tempo de Concentração

O tempo de concentração de uma bacia hidrográfica é definido pelo tempo de percurso em que o deflúvio leva para atingir o curso principal desde os pontos mais longínquos até o local onde se deseja definir a descarga. Esse tempo caracteriza a forma do hidrograma unitário, sendo ainda definido pelo intervalo de tempo entre o início da precipitação e o instante em que todos os pontos da bacia estão contribuindo para a vazão e conseqüentemente é um fator importante na conformação e na descarga máxima da enchente de projeto.

Existem numerosas fórmulas empíricas para calcular o tempo de concentração em função do comprimento (L) do curso principal, do desnível total (H) até as cabeceiras, e eventualmente da área (A), ou de outros parâmetros escolhidos.

Para o presente estudo adotou-se a fórmula de Kirpich, publicada no "California Culverts Practice", que vem sendo largamente utilizada com sucesso em projetos similares. A fórmula de Kirpich é apresentada na seqüência :

$$t_c = 57 \times \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (2)$$

onde:

t_c = tempo de concentração da bacia (horas);

L = comprimento do maior rio (Km);

H = diferença máxima de nível no rio (m).

Considerando-se os valores verificados para as condições de Projeto apresentados na seqüência obteve-se o seguinte Tempo de Concentração:

L = 12,75 km;

H = 85 m;

t_c = 3,25 horas.

4.2. Estimativa de i-d-f em locais sem dados pluviográficos

A determinação das relações precipitação/descarga, importante para o dimensionamento de obras hidráulicas, requer o conhecimento das alturas de precipitação para períodos às vezes bastante inferiores a 24 horas. A maneira mais precisa de obtenção destas precipitações é com o ajuste para a área de uma equação que relaciona intensidade-duração-frequência baseando-se nos dados de um pluviógrafo.

Infelizmente, a rede de estações pluviográficas em Alagoas é pequena, entretanto existe uma estação próxima a área do presente estudo, possibilitando o uso de metodologias mais apropriadas.

Uma destas metodologias, que faz uso apenas de dados de pluviômetros e que tem sido muito usada é o Método das relações de durações que se baseia em duas características observadas nas curvas i-d-f correspondentes a postos localizados em diversas partes do mundo.

A metodologia empregada consiste basicamente em:

a) Determinar as Precipitações Máximas anuais do posto com precipitações diárias, conforme apresentado na Tabela 2;

b) Ajustar uma distribuição de probabilidade e obter as precipitações de 1 dia para os riscos desejados, conforme Tabela 3;

c) Escolher um posto na vizinhança que disponha i-d-f.

O Posto escolhido para a determinação deste estudo foi o de Maceió, apresentando os seguintes resultados:

a) Determinar a precipitação máxima

$$P_{(d1,1dia)} = r_{(1,1dia)} \cdot P_{(1dia,T)} \quad (3)$$

Tabela 4 - Cálculo da Precipitação Máxima pelo método das relações de durações

Duração	1d	24	6	4	2	1
relação	1d/1d	1d/24h	6h/24h	4h/24h	2h/24h	1h/24h
coeficiente	1,000	1,100	0,685	0,608	0,480	0,365
Tr = 2	41,72	45,89	28,56	25,36	20,03	15,22
Tr = 5	61,76	67,94	42,29	37,55	29,65	22,53
Tr = 10	75,03	82,54	51,38	45,62	36,02	27,37
Tr = 20	87,76	96,54	60,09	53,36	42,13	32,01
Tr = 50	104,24	114,67	71,38	63,38	50,05	38,02
Tr = 100	116,59	128,25	79,83	70,89	55,97	42,53

4.3. Cenários de projeto

O estudo foi realizado considerando dois cenários de impermeabilização do solo na bacia hidrográfica do Rio Perucaba, a montante do Lago da Perucaba, os quais são:

✓ CENÁRIO 01:

Num primeiro cenário foi considerado uma urbanização da região no entorno, o que corresponde a cerca de 20% da área da bacia do Rio da Perucaba, a montante do Lago da Perucaba. Para tanto, foi considerada bacia com cerca de 20 % urbanizada e 80 % de pastagem em solo com capacidade de infiltração próximo a média após a pré-saturação.

Na região urbanizada foi considerado um valor de CN de 100 e na área não urbanizada foi considerado o CN 55. Desta forma, foi considerado um coeficiente Number de 60 nos estudos.

✓ CENÁRIO 02:

Num segundo cenário foi considerado um vetor de crescimento da cidade de Arapiraca na bacia do Rio da Perucaba, a montante do Lago da Perucaba. Para tanto, foi considerada bacia com cerca de 40 % urbanizada e 60 % de pastagem em solo com capacidade de infiltração próximo a média após a pré-saturação.

Na região urbanizada foi considerado um valor de CN de 100 e na área não urbanizada foi considerado o CN 55. Desta forma, foi considerado um coeficiente Number de 75 nos estudos.

4.4. Vazão de projeto

A vazão de projeto de um rio é entendida como sendo o valor associado a um risco de ser igualado ou ultrapassado (TUCCI (1997)). O hidrograma de projeto ou hidrograma tipo é uma seqüência temporal de vazões relacionadas a um risco de ocorrência. Esta seqüência é caracterizada pelo volume, distribuição temporal e valor máximo (pico do hidrograma).

4.4.1. Método Utilizado

Em função da inexistência de postos de medição de descarga no rio Perucaba a opção mais apropriada para determinação da cheia de projeto é o emprego de um modelo chuva-vazão (MCV). Para o estudo da cota de inundação optou-se pelo método do Hidrograma Unitário do Soil Conservation Service (HU-SCS) que estima a cheia de projeto em função da precipitação máxima provável decorrente de estudo estocástico das precipitações registradas nos postos pluviométricos da bacia.

4.4.2. Precipitação Efetiva

O método HU-SCS considera conceito de precipitação efetiva que é a parcela do total precipitado que gera escoamento superficial. Este método assume que a relação entre o volume de água infiltrado em uma determinada bacia e a capacidade máxima de armazenamento é igual á relação entre a precipitação efetiva e a total. A precipitação efetiva pode então ser calculada pela seguinte Expressão:

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (4)$$

Onde :

P_e = Precipitação efetiva (mm)

P = Precipitação média distribuída na bacia em mm e,

S = É a capacidade máxima do solo de armazenamento em mm.

Sendo que esta equação é válida para a situação $P > 0,2.S$. Para $P < 0,2.S$ tem-se que o escoamento superficial é nulo. A capacidade máxima de armazenamento na camada superior do solo (S), pode ser determinada com base no fator CN (curva número) pela seguinte expressão:

$$S = \left(\frac{25400}{CN}\right) - 254 \quad (5)$$

4.4.3. Coeficiente de Deflúvio (CN)

O CN é o número de deflúvio (Curve Number), tabelado pelo SCS em função das características fisiográficas e de ocupação da bacia e retrata as condições do solo e de sua cobertura, em termos de permeabilidade.

Para definição da Curva Número (CN) do SCS no estudo existente, foi analisado o complexo solo-vegetação da bacia, empregando-se mapa de solos do Estado de Alagoas e imagens de satélite da EMBRAPA / IBGE, complementada com consulta a imagens fornecidas pelo programa Google-Earth. Considerou-se solos areno-argilosos com permeabilidade superior a média e podem ser classificados como solo tipo B. Com base na Tabela 5 e nas considerações descritas adotou-se:

→ Cenário 01: CN = 65; → Cenário 02: CN = 75;

4.4.4. Tempos de Recorrência

O período de retorno ou tempo de recorrência (T_r) é o tempo médio em anos que um evento (no caso uma chuva ou um evento de Vazão máxima com determinada característica) é igualado ou superado pelo menos uma vez.

A fixação do período de retorno depende então do grau de segurança exigido pela obra e dos riscos que se pode correr com a eventual superação das vazões de cheia estimadas.

- Para o estudo de caso foram estudados períodos de retorno de 2, 5, 10 anos.

4.4.5. Determinação do Hidrograma de Projeto

Como supracitado, o Método de Soil Conservation service (SCS) propôs a elaboração de um hidrograma unitário sintético a partir de um adimensional, requerendo tão somente a determinação da vazão de pico e do tempo em que ela ocorre.

O processo consiste então, dos seguintes passos:

I. Cálculo do tempo de pico

É definido como o intervalo entre o centro de massa da precipitação e o tempo da vazão máxima

$$t_p = 0,5 \cdot t_r + 0,6 \cdot t_c \text{ (horas)} \quad (6)$$

Se $t_c = 3,25$ h e $t_r = 0,65$ h $\rightarrow t_p = 2,27$ h

II. Cálculo do tempo de base (t_b)

$$t_b = 6,07 \text{ h}$$

III. Cálculo da vazão de pico (q_p)

IV.

$$q_p = \frac{2,08 \cdot P \cdot A}{t_b} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad (7)$$

$$q_p = 7,57 \text{ m}^3\text{/s}$$

V. Cálculo da Precipitação Efetiva (P_{efe}) através da fórmula do SCS:

$$P_{e} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad e \quad S = \left(\frac{25400}{CN} \right) - 254$$

Usando $CN = 70$

Tabela 5 – Precipitação Efetiva

Tr	P_{efe} (mm)
2	5,61
5	15,52
10	23,64
20	32,26
50	44,33
100	53,88

VI. Cálculo do hidrograma afluente

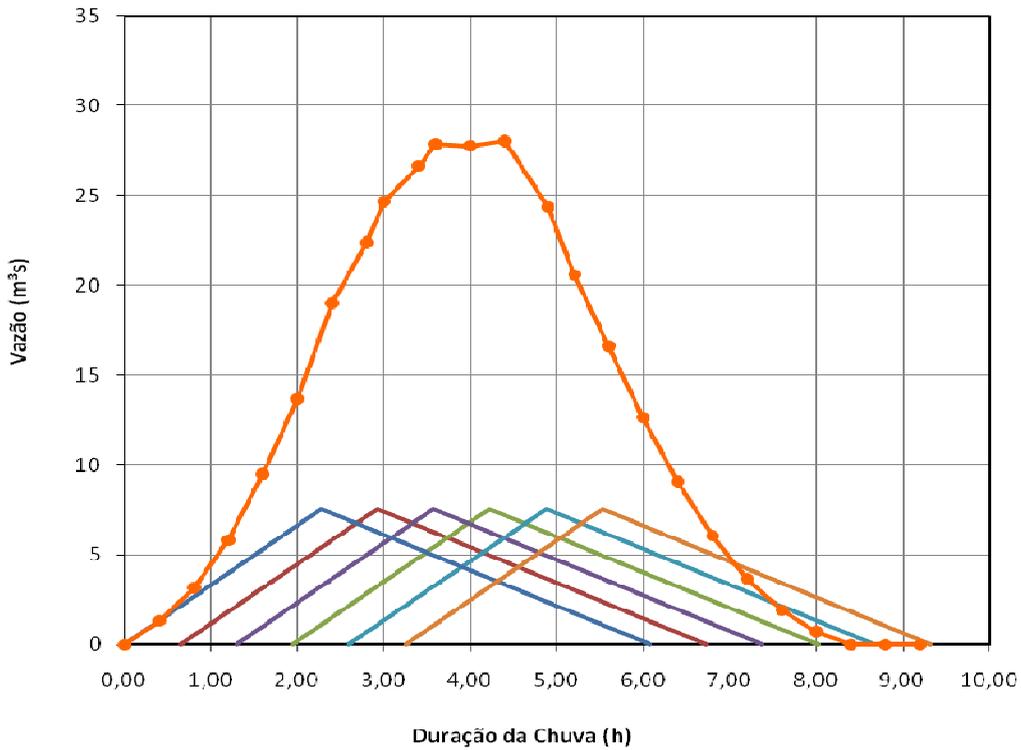


Figura 3 – Hidrograma afluente

VII. Cálculo do hidrograma afluente para chuvas de período de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 e 100 anos.

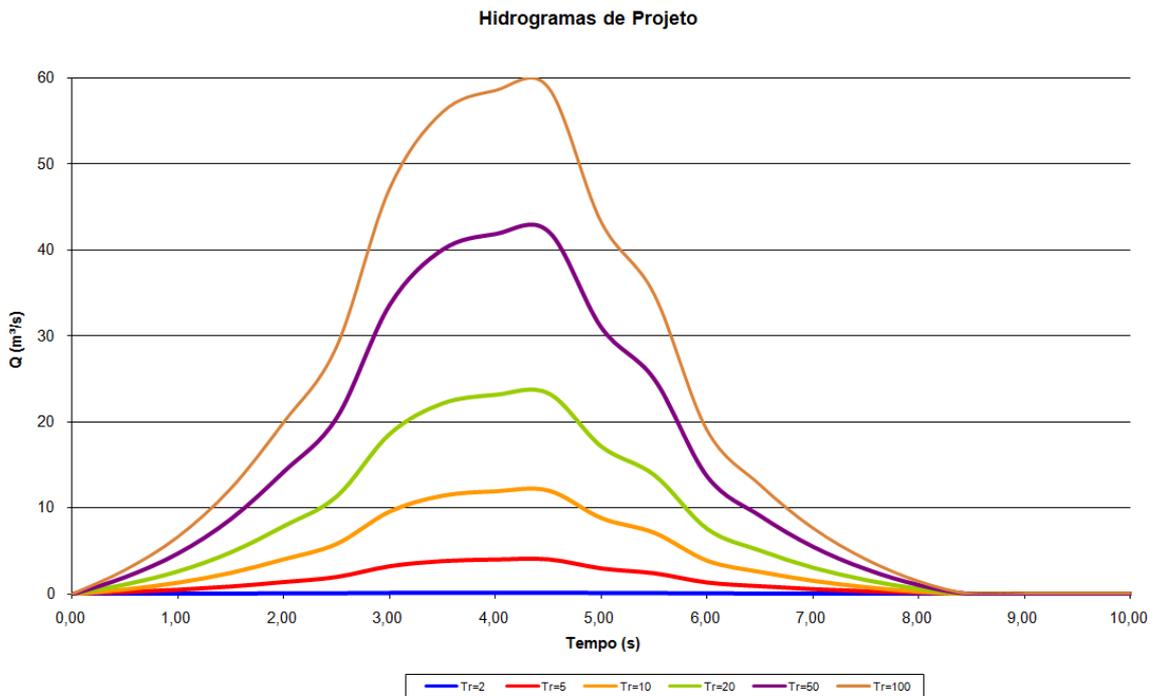


Figura 4 – Hidrograma para chuvas com Período de Retorno de 2,5,10,20,50 e 100 anos

A Tabela 6 apresenta os cálculos representativos do hidrograma afluente da seção estudada para os períodos de retorno de 2, 5, 10, 20 e 50 anos

Tabela 4 – Vazões Máximas de Projeto

Tr	Q _{máx} (m ³ /s)
2	0,16
5	3,97
10	12,07
20	23,31
50	42,14
100	58,96

5. BALANÇO HÍDRICO DO RESERVATÓRIO

Os reservatórios têm por finalidade, acumular parte das águas disponíveis nos períodos chuvosos, para compensar as deficiências nos períodos de estiagem, exercendo um efeito regularizador das vazões naturais (.

Em geral, os reservatórios são formados por barragens implantadas nos cursos d'água. Suas características físicas, em especial a capacidade de armazenamento, dependem exclusivamente das características topográficas do vale no qual estará situado.

O estudo de um reservatório de regularização de vazões exige conhecer suas dimensões, seus vazões afluentes, a demanda a ser suprida, e as perdas do reservatório.

O método utilizado neste relatório foi o do Balanço Hídrico que trata do balanço entre entrada de água por precipitação e saída por evapotranspiração, recarga subterrânea e escoamento superficial. O método permite a computação de umidade do solo, evapotranspiração, recarga de aquífero e vazão à partir de umas poucas observações de solo e vegetação e de dados meteorológicos.

5.1. Amortecimento de onda de cheia em reservatório

O armazenamento de água num reservatório depende da diferença entre as descargas afluentes e as efluentes. Para um intervalo de tempo Δt , a relação pode ser expressa pela equação:

$$\Delta V = Q_a \times \Delta t - Q_e \times \Delta t \quad (7)$$

onde:

ΔV = Volume armazenado durante o intervalo Δt ;

Q_a = Descarga média afluente durante o intervalo Δt ;

Q_e = Descarga média efluente durante o intervalo Δt ;

As descargas afluentes ao longo do tempo são representadas pelo hidrograma da enchente afluente de projeto; as descargas efluentes são definidas pela curva de descarga do vertedouro em função do nível d'água no reservatório, e o volume armazenado no reservatório é definido pela curva de volumes acumulados do mesmo. Neste estudo o hidrograma, elemento invariável do estudo, foi utilizado para a determinação das descargas afluentes ao reservatório.

A capacidade de armazenamento também constitui um elemento invariável para um dado local de barragem. A curva de descarga do vertedouro por outro lado, não é fixa: ela depende não apenas das dimensões e tipo do vertedouro, mas também das condições de operação (e dispositivos de descarga de fundo em alguns casos) para regular a descarga efluente.

Encontra-se um grande número de fórmulas propostas para a determinar a descarga efluente em vertedouro de soleira delgada. No caso do atual estudo foi utilizada a fórmula de Francis:

$$Q = 1,838 \times L \times H^{\frac{3}{2}} \quad (8)$$

Onde:

Q = vazão em m³/s;

L = largura do vertedor, em m, e;

H = altura da lâmina d'água, em m.

Ressalta-se que as descargas a serem liberadas pelo reservatório não precisam necessariamente ser conduzidas exclusivamente pelo vertedouro, mas também pelos órgãos de descarga de fundo que podem contribuir como dispositivos suplementares de descarga de enchentes. Entretanto, no Lago da Perucaba, atualmente, só o vertedouro atua como descarga do reservatório. Existem citações da ocorrência de descarga de fundo, no entanto, não identificada.

A seguir na Tabela 7 são apresentados os dados e o gráfico do dimensionamento do vertedouro do Lago da Perucaba que possui L = 45,21 m e altura máxima com faixa de no máximo 1,00m.

Tabela 7 – Dimensionamento do Vertedouro

COTA	altura (m)	area (m ²)	vazão(m ³ /s)	vazão(m ³ /h)
218	0,00	0,00	0,000	0
218,10	0,10	4,52	2,626	9453,53
218,20	0,20	9,04	7,424	26726,80
218,30	0,30	13,56	13,633	49078,52
218,40	0,40	18,08	20,980	75527,84
218,50	0,50	22,61	29,307	105506,58
218,60	0,60	27,13	38,508	138630,50
218,70	0,70	31,65	48,505	174616,89
218,80	0,80	36,17	59,235	213246,23
218,90	0,90	40,69	70,650	254341,52
219,00	1,00	45,21	82,710	297756,00

Como partida da simulação foi determinada o volume de acumulação do reservatório que, segundo dados extraídos dos estudos iniciais a topografia da Lagoa do Perucaba possui capacidade para atender um volume hídrico aproximado de 4.131.000 m³. As informações técnicas disponibilizada pelo Departamento Nacional de Obras Contra a Seca (DNOCS), com informações sobre a finalidade, ano de conclusão da obra, capacidade e vazão liberada estão na tabela abaixo.

Fazendo a transposição da cota da soleira do vertedouro para o georeferenciamento executado foi determinada a cota real do vertedouro em 218,00 m. Nesta cota, o volume estimado realizado pela batimetria do lago indicou valores próximos a 4.190.000 m³. Os cálculos dos volumes dados acima da cota da soleira do vertedouro estão apresentados tabela a seguir:

Tabela 8 – Volume de água no lago

COTA	ÁREA (m ²)	Volume (m ³)
218,00	875659,77	4190000
218,10	987219,08	4496307
218,20	1.000.960	4611597
218,30	1.014.797	4712962
218,40	1.028.620	4815712
218,50	1.042.674	4919874
219,00	1.111.278	5433393

A aplicação do balanço hídrico para a determinação do amortecimento de cheia e da cota de inundação máxima foi realizada com a hipótese de uma precipitação máxima que ocorreria quando o reservatório estaria na cota máxima, ou seja, na cota 218,00 m. A partir deste princípio, foi realizado o balanço hídrico para os dois cenários supra-citados:

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a análise dos resultados do Balanço Hídrico no Lago da Perucaba, verificou-se que, na pior situação (CENÁRIO 02), considerando uma chuva centenária (TR=100 anos) e um horizonte de impermeabilização na Bacia hidrográfica do Lago de 20 anos, a altura máxima de transbordamento do vertedor seria de cerca de 60 cm acima da cota atual.

Desta forma, a cota de segurança para a urbanização no entorno do Lago da Perucaba seria a cota 219,00 m. Entretanto, foi verificado que, a partir da cota do vertedouro, uma faixa de urbanização criada recentemente na margem direita da lagoa faria com que a cota atingisse em uma curva de nível 220,00 m.

Baseado nos estudos para CN=65(CENÁRIO 01) a cota de servidão poderá iniciar próximo a cota 218,30 m que atenderia a precipitação de TR=100 anos para este cenário.

Enfatizamos que neste estudo o vertedor da barragem continuará na cota existente, e que não haverá nenhuma intervenção que possa suprimir o mesmo.

7. MEDIDAS MITIGADORAS

Quando a precipitação é intensa e a quantidade de água que chega simultaneamente ao rio é superior à sua capacidade de drenagem, ou seja, a da sua calha normal, ocorre inundação nas áreas ribeirinhas. Os problemas resultantes da inundação dependem do grau de ocupação da área pela população e da frequência com a qual ocorrem as inundações.

Infelizmente, quando a frequência das inundações é baixa, a população ganha confiança e despreza o risco, aumentando significativamente o investimento e a densificação nas áreas inundáveis. Nesta situação a enchente assume características catastróficas.

As medidas para o controle da inundação podem ser do tipo estrutural e não-estrutural. As medidas estruturais são aquelas que modificam o sistema fluvial evitando os prejuízos decorrentes das enchentes, enquanto que as medidas não-estruturais são aquelas em que os prejuízos são reduzidos pela melhor convivência da população com as enchentes. É ingenuidade do homem imaginar que poderá controlar totalmente as inundações; as medidas sempre visam minimizar as suas conseqüências (Paiva & Paiva 2003).

O sistema de alerta contra enchentes é uma medida não estrutural adotada para a diminuição de prejuízos causados por cheias nas bacias hidrográficas. Estas enchentes são causadas, em grande parte, pela perda crescente da cobertura vegetal nativa, provocando assoreamento dos cursos d'água; falta de regulamentação da ocupação e uso do solo; ocupação das várzeas e impermeabilização das áreas urbanas; bem como frequência elevada dos eventos chuvosos potencialmente causadores de inundação.

O objetivo é prever, com relativa precisão, eventos de chuva ou aumento do nível de águas de um rio, para avisar às populações, com antecedência, que desocupem áreas sujeitas a inundações.

Tendo em vista as características apresentadas atualmente no entorno na bacia do Perucaba, deve-se seguir as seguintes medidas estruturais intensivas:

- a) A urbanização da área em torno do lago deve ser acima da cota de 219,00 m;
- b) A mata ciliar remanescente deve ser preservada assim como a recuperação da já degradada para minimizar o carreamento de solo para o lago e assoreamento do mesmo, reduzindo a capacidade de amortização de uma enchente.
- c) recomenda-se a instalação de um conjunto de réguas limimétricas para acompanhamento da elevação e, conseqüentemente, avaliação do volume de enchimento.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANA – AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. “*HIDROWEB*”. Disponível on-line em <http://www.ana.gov.br/> . Acesso em (10/10/2010).

EMBRAPA. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. Brasília : Embrapa Produção de informação; Rio de Janeiro : Embrapa Solos, 1999. 412 p.

GOOGLE EARTH (2010); Disponível em: <<http://earth.google.com/>> em 10/09/2010.

HYDROS, 1998. “Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia do Rio Piauí”. Executado pela SEMARH/AL em 1998. Disponível em biblioteca setorial.

SEMARH/AL – Secretaria Executiva de meio Ambiente e Recursos Hídricos. Disponível on-line em <http://www.semarhn.al.gov.br>. Acesso (12/01/2010).

STUDART, T. M. C. (2005). “Hidrologia Aplicada (notas de aula)” Universidade Federal do Ceará. Centro de Tecnologia. Depto de Engenharia Hidráulica e Ambiental.

TUCCI, C.E.M (1997). “Hidrologia: Ciência e aplicação 2ª Ed. Porto Alegre. Editora UFRGS. ABRH 1997.