

Dacav
FOL
6104

I CURSO SOBRE MÉTODOS DE PESQUISA
A NÍVEL DE PRODUTOR
PERÍODO: 23 de agosto a 10 de setembro de 1982.

computador RNOK

SUPERFÍCIE
INTRODUÇÃO À AVALIAÇÃO DE RECURSOS HÍDRICOS
DE SUPERFÍCIE

Paulo Sérgio de Souza Magalhães

04

1982
Petrolina, PE.



INTRODUÇÃO À AVALIAÇÃO DE RECURSOS HÍDRICOS DE SUPERFÍCIE^{1/}

Paulo Sérgio de Souza Magalhães^{2/}

^{1/} - Trabalho de revisão apresentado no I Curso sobre Métodos de Pesquisa à nível de produtor. CPATSA - 1982.

^{2/} - Eng^o Agr^o, M.S., pesquisador em Hidrologia do CPATSA-EMBRAPA, Petrolina-PE.

ÍNDICE

INTRODUÇÃO.....	1
1. ESCOAMENTO SUPERFICIAL.....	2
1.1. FATORES INFLUENTES NO ESCOAMENTO.....	2
1.2. GRANDEZAS CARACTERÍSTICAS.....	3
1.3. MEDIÇÃO DA VAZÃO.....	4
1.4. CURVAS REPRESENTATIVAS.....	17
1.5. VAZÃO DE PROJETO.....	21
1.5.1. DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE RETORNO DA CONDIÇÃO CRÍTICA DO PROJETO.....	23
1.5.2. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DE VAZÃO DO PROJETO.....	25
2. BIBLIOGRAFIA.....	38

INTRODUÇÃO

Dentro do ciclo Hidrológico, que é o objeto da Hidrologia, o tempo de permanência da água na superfície da Terra é talvez a fase mais importante para a humanidade, pois é da água de superfície que o homem mais se utiliza para atender suas múltiplas e às vezes concorrentes necessidades hídricas. Essa utilização se refere por exemplo ao abastecimento urbano e industrial, ao saneamento, à irrigação e demais usos no meio rural, à navegação, à piscicultura, geração de energia elétrica, recreação, dentre outros.

E para que sejam atendidas essas necessidades, de forma racional, o primeiro e mais importante passo está na quantificação da disponibilidade hídrica, fundamental para o planejamento global das utilizações.

Cerca de 95% da água do planeta é representada por água salgada. Dos 5% de água doce, apenas 1% está sob forma líquida. Desse volume líquido de água doce, 99% é água subterrânea, estando o restante distribuído entre lagos, o solo, rios, atmosfera e biológica.

No meio rural, particularmente em regiões semi-áridas, como a do Nordeste do Brasil, um dos mais importantes aproveitamentos hídricos está no escoamento superficial, que é geralmente armazenado em barreiros, açudes e barragens para compensar o período de estiagem. A quase totalidade dos cursos d'água no semi-árido nordestino é temporária.

Dessa forma, procurou-se com o presente trabalho, apresentar uma síntese das metodologias utilizadas na avaliação de recursos hídricos de superfície, notadamente do escoamento superficial, haja visto a importância dessa fase do ciclo hidrológico em especial para as regiões semi-áridas.

1. ESCOAMENTO SUPERFICIAL

O escoamento superficial, como uma fase do ciclo hidrológico, está ligado diretamente às precipitações. Parte do volume precipitado é retido pelas folhas dos vegetais e outros obstáculos, sendo devolvida à atmosfera por evaporação. Da parte que atinge a superfície do terreno, uma fração é restituída à atmosfera pela evapotranspiração. Outra parte é absorvida pelo solo podendo constituir-se na água subterrânea (a qual poderá vir a escoar superficialmente). O restante escorre pela superfície dando origem aos cursos d'água ou alimentando os já existentes, oriundos do afloramento da água subterrânea.

1.1. Fatores Influentes no Escoamento:

Na maioria dos aproveitamentos hídricos, torna-se necessária a execução de obras de engenharia, como por exemplo no abastecimento de água, o que implica em conhecer-se a vazão (média, máxima ou mínima) em um determinado ponto geográfico, por exemplo, a secção onde pretende-se tomar a água para abastecimento. O afluxo da água para a secção considerada depende de vários fatores, sendo principalmente os seguintes:

- a) Área da bacia hidrográfica
- b) Forma da bacia
- c) Topografia da bacia
- d) Condições edáficas
- e) Condições pedológicas
- f) Utilização e alterações à montante

A influência da área da bacia é evidente, dispensando qualquer consideração a respeito. Quanto à forma, pode-se afirmar que para uma mesma área, a potencialidade de vazão instantânea elevada é menor quanto mais comprida for a bacia, sendo o comprimento tomado ao longo do curso d'água e da secção considerada até à cabeceira.

A topografia interfere aumentando ou diminuindo a velocidade de escoamento, determinando pontos de acumulação, etc.

As condições edáficas também podem aumentar ou diminuir o afluxo, pois diferentes tipos de vegetação causam maior ou menor resistência ao escoamento.

Em relação ao solo, tem-se que a capacidade de infiltração e o teor de umidade, são os fatores mais diretamente ligados ao fenômeno do escoamento, pela influência direta na absorção acentuada ou não, da água precipitada. Estes fatores dependem da textura, da estrutura, do teor de matéria orgânica e de fatores químicos do solo.

A utilização da bacia é outro elemento importante. Drenagem artificial, irrigação, represamentos, boeiros, colaboram para aumentar ou diminuir o afluxo para a secção considerada.

Para uma dada bacia, a intensidade e a duração das precipitações, aliadas aos fatores mencionados, determinarão os valores das vazões mínimas, médias e máximas que afluirão à secção de tomada de água para abastecimento.

1.2. Grandezas Características:

- Vazão: - É o volume de água escoada na unidade de tempo em uma determinada secção do curso d'água. Pode ser normal ou de inundação. As vazões podem ser referidas a um instante dado ou a intervalos de tempos (dia, mês, anos). São expressas em m^3/h , m^3/s ou l/s . É também usual a unidade milímetros por dia, mês ou ano, estendidos pela área da bacia.

Vazão específica é a relação entre a vazão em uma dada secção do curso d'água e a área da bacia acima desta secção: por exemplo: 3 $l/s/ha$.

- Frequência: - Chama-se frequência de uma vazão, o número de ocorrências da mesma em uma secção, em um dado intervalo de tempo. A frequência é em geral expressa nas aplicações

da Hidrologia, em termos do "período de retorno", T, com o significado de que, na secção considerada, ocorrerão valores iguais ou superiores ao valor em pauta, apenas uma vez em T anos.

- Coefficiente de Deflúvio: - É a relação entre a quantidade de água escoada pela secção e a quantidade total precipitada na bacia hidrográfica. O coeficiente de deflúvio pode ser relacionado a uma dada precipitação ou a todas as que escoarem em um determinado intervalo de tempo.

- Tempo de Concentração: - Refere-se a uma secção de um curso d'água; é o intervalo de tempo contado a partir do início da precipitação, para que uma partícula percorra o espaço existente entre o ponto mais distante da bacia e a secção considerada.

- Nível de Água: - É a altura atingida pela água em uma dada secção, relativamente a uma referência determinada. Pode ser um valor instantâneo ou a média em um intervalo de tempo (dia, mês, ano).

1.3. Medição da Vazão:

A vazão dos cursos d'água pode ser avaliada pelos seguintes métodos:

- Molinete: - É um aparelho que fornece a velocidade de escoamento da água. Para o cálculo da vazão deve-se determinar a secção de escoamento. Para tal, determina-se a profundidade, de espaço em espaço no sentido transversal do curso d'água. As áreas das figuras geométricas obtidas, geralmente trapézios regulares, depois de somados, fornecem a área total da secção de escoamento. Multiplicando-se a mesma pela velocidade média obtida com o molinete, a 6/10 da profundidade, tem-se a vazão.

Para maior precisão, em cada trapézio deve-se medir a ve

locidade média do fluxo, colocando-se o aparelho a 6/10 da profundidade. O produto da área do trapézio pela velocidade média, dá a vazão correspondente. Faz-se da mesma forma para todos os trapézios. Somando-se as vazões parciais, tem-se a vazão total do curso d'água.

- Flutuador: - Quando não se dispõe de molinete, pode-se determinar embora com menos precisão, a velocidade média do fluxo, utilizando-se um flutuador. Experiências mostraram que a velocidade média do escoamento de um curso d'água natural varia em relação à velocidade superficial medida com flutuador de cortiça, segundo o tipo de revestimento e situação do fundo e das paredes laterais dos canais. A correlação é a seguinte:

- Paredes pouco lisas

(terra bem trabalhada) : $V_m = (0,85 \text{ a } 0,75) V_s$

- Paredes irregulares

(terra irregular) : $V_m = (0,75 \text{ a } 0,70) V_s$

- Paredes com vegetação, irregular

$V_m = (0,70 \text{ a } 0,60) V_s$

- Vertedor: - Podem ser definidos em última análise como orifícios em que a borda superior foi suprimida. Destinam-se à medição de vazões em canais e cursos naturais.

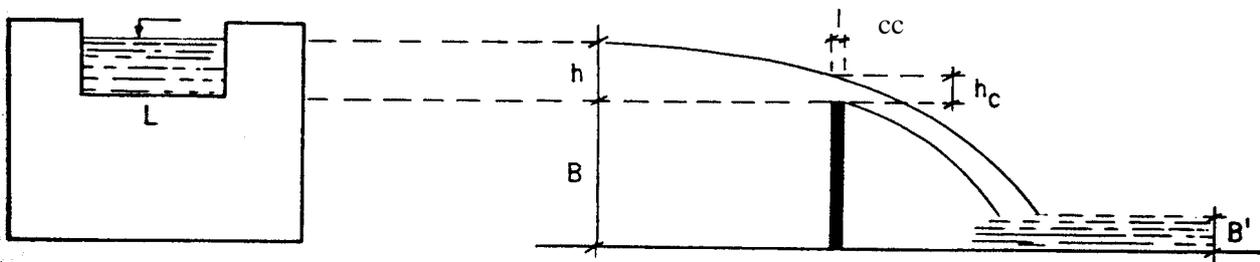


Figura 1.

Na seção de passagem da água tem-se a crista ou soleira, que é a parte horizontal, e as faces laterais, que são as paredes verticais.

A carga (h) no vertedor é a altura atingida pelas águas a contar da cota da soleira. Deve ser medida à montante do vertedor, e uma distância de no mínimo 10 vezes a altura na soleira, h_c , ou de 1,50m se aquela medida for inferior a este valor.

Denomina-se vertedor padrão àquele que apresenta as seguintes características conjuntas ao canal:

- Face de montante vertical e lisa
- Soleira bem nivelada
- Ângulo entre a face de montante e a soleira: 90°
- Parede delgada (ver "classificação")
- Canal de afluxo em seção uniforme, paredes verticais e lisas, inclusive a juzante do vertedor.
- Distância da soleira ao fundo, pelo menos de 8 h, sendo o mínimo, 20cm. O mesmo com relação às paredes laterais do canal e às faces laterais do vertedor.
- Comprimento mínimo da soleira, igual a 3 h.
- Pressão atmosférica sob a lâmina vertente.
- "superfície livre" calma, sem ondulações.

Classificação

Os vertedores classificam-se como segue:

- Quanto à forma:
 - a) Simples ^(trapezoidal) (retangular, triangular, circular)
 - b) Composta (trapezoidal)

- Quanto à altura da soleira:
 - a) Vertedores livres: $B > B'$
 - b) Vertedores afogados: $B < B'$
- Quanto à natureza das paredes:
 - a) Parede delgada: $e < \frac{h}{2}$
 - b) Parede espessa: $e > \frac{h}{2}$
- Quanto ao escoamento sobre a soleira:
 - a) Sem contração
 - b) Com 1 ou mais contrações

Tipos e Vazões

a) Vertedores retangulares:

Normalmente é feita distinção entre vertedores "com" e "sem" contrações laterais. Todavia o tratamento especial dado aos vertedores com contrações laterais só é justificável em condições também muito especiais, não verificáveis na prática de campo. Além disso, os termos de correção só funcionam dentro de uma faixa muito restrita de relação L/h . Assim, na prática rotineira de medição de vazão com vertedores retangulares, tanto usando-se vertedores sem contrações ou com contrações, o cálculo pode ser feito com a mesma equação.

Há que se levar em conta porém, a situação da lâmina vertical e a espessura da parede do vertedor. Tem-se os seguintes casos:

1) Lençol livre - quando a lâmina cai livremente à juzante do vertedor, de modo que abaixo dela o ar circula livremente, existindo portanto pressão atmosférica sob a lâmina. Desprezando-se a velocidade de aproximação pode-se escrever que:

$$Q = \frac{2}{3} C_d L \sqrt{2g} h^{3/2}$$

O coeficiente de descarga médio, usado na prática depende da espessura da soleira do vertedor.

Para parede delgada pode ser usada a equação seguinte:

$$Q = 1,84 L h^{3/2}$$

Para parede espessa teremos:

$$Q = 1,55 L h^{3/2}$$

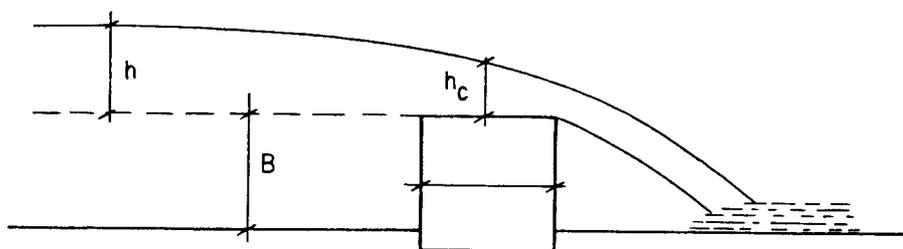


Figura 2.

A experiência mostra que para parede espessa, $h = 1,5 h_c$.

2) Lençol deprimido - ocorre geralmente em vertedores sem contrações laterais, devido à insuficiente ventilação existente sob a lâmina. O ar vai sendo arrastado e como não entra outro, ocorre a aproximação da lâmina.

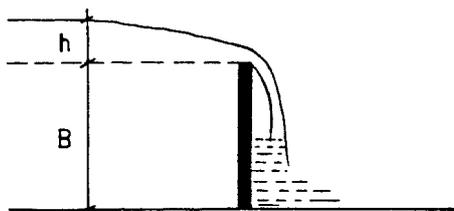


Figura 3.

A vazão é aumentada sendo que $C'd = 1,1 C_d$. Portanto:

Parede delgada: $Q = 2 L h^{3/2}$

Parede espessa: $Q = 1,7 L h^{3/2}$

3) Lençol aderente - é o estágio mais avançado do lençol deprimido. Todo o ar desaparece sob a lâmina. Pode ocorrer também em consequência de carga reduzida sobre a soleira. Geralmente ocorre ainda, quando a relação B/h tem um valor inferior a 2,50. O coeficiente $C'l$ vale 1,25 C_d . Então:

Parede delgada: $Q = 2,3 L h^{3/2}$

Parede espessa: $Q = 1,9 L h^{3/2}$

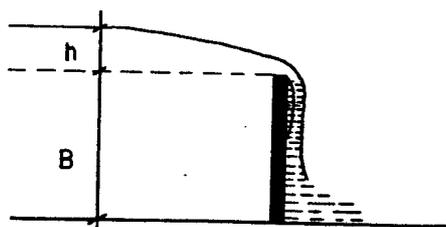


Figura 4.

4) Lençol afogado - quando o nível de juzante é igual ou superior ao nível da soleira. $B' > B$.

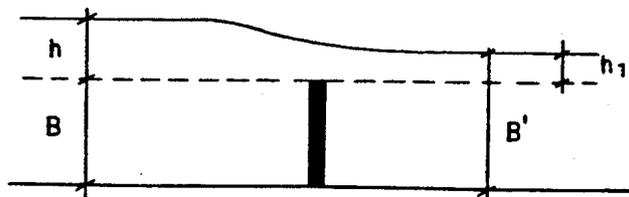


Figura 5.

Foi determinada experimentalmente a seguinte equação para cálculo da vazão:

$$Q = 0,48 L h \sqrt{2g (h - h_1)} \quad \text{ou}$$

$$Q = 2,13 L h \sqrt{(h - h_1)}$$

b) Vertedores triangulares:

Os vertedores triangulares possibilitam maior precisão na medida de cargas correspondentes à vazões reduzidas.

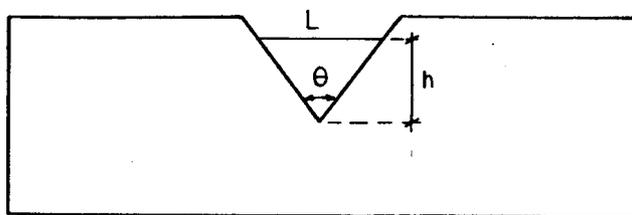


Figura 6.

A vazão é dada por:

$$Q = 0,7 L h^{3/2}$$

Pode-se escrever que:

$$\operatorname{tg} \frac{\theta}{2} = \frac{L/2}{h} \quad \text{então}$$

$$L = 2h \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \quad \text{e}$$

$$Q = 1,4 h^{5/2} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}$$

Quando o ângulo θ é de 90° tem-se o vertedor denominado Thompson. Como $\operatorname{th} 90/2$ é igual a unidade, vem:

$$Q = 1,4 h^{5/2}$$

c) Vertedores trapezoidais:

A descarga de um vertedor trapezoidal é a soma das vazões de um vertedor triangular e de um vertedor retangular.

O vertedor trapezoidal usado na prática é denominado Cipoletti. É um vertedor com as faces inclinadas de 1 (horizontal) para 4 (vertical). Deste modo:

$$\operatorname{tg} \frac{\theta}{2} = \frac{1}{4}$$

Com esta inclinação fica neutralizado o efeito das contrações laterais dos vertedores retangulares.

A vazão é dada por:

$$Q = 1,86 L h^{3/2}$$

Para aplicá-la deve-se ter:

- . $L > 4 h$
- . $B > 3 h$
- . largura do canal $> 7 h$

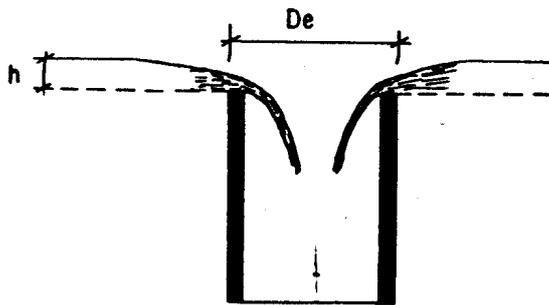
d) Vertedores circulares:

Não são muito empregados, embora sejam de fácil execução e fácil instalação pois não é preciso nivelar soleira alguma.

$$Q = 1,518 D^{0,7} h^{1,8}$$

e) Vertedor tubular:

São vertedores usados geralmente em barragens e caixas d'água. É preciso que a carga d'água seja inferior a 1/5 do diâmetro externo.



$$H < \frac{1}{5} De$$

Figura 7.

Neste caso a vazão é dada pela equação:

$$Q = K \pi De h^{1,42}$$

O coeficiente K , de acordo com experiências de Cornell University, tem os seguintes valores:

De	K
0,175 m	1,435
0,250 m	1,440
0,350 m	1,455
0,500 m	1,465
0,700 m	1,515

Para valores de h maiores que $1/5 De$, o tubo funciona como orifício, com interferências provocadas pelo movimento do ar (vortex).

f) Vertedores retangulares oblíquos:

às vezes o vertedor retangular é colocado obliquamente à direção da corrente por questão de dimensão, etc.

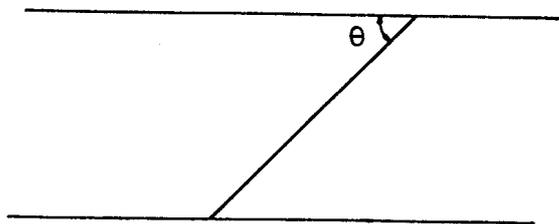


Figura 8.

Segundo experiências, tem-se que a vazão é dada pela equação:

$$Q = 2,126 m L h^{3/2}$$

onde m é dado pela tabela seguinte:

θ	15°	30°	45°	60°	75°	90°
m	0,86	0,91	0,94	0,96	0,98	1,00

g) Vertedores curvos:

Nestes casos a vazão pode ser calculada por:

$$Q = 1,85 L h^{3/2}$$

para curvatura voltada para montante, e

$$Q = 1,77 L h^{3/2}$$

se estiver voltada para juzante.

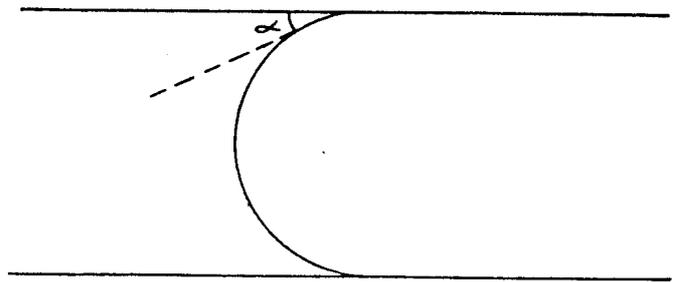


Figura 9.

h) Vertedores laterais:

São os vertedores paralelos à direção do escoamento; são utilizados para alimentar canais de irrigação ou descarregar o excesso d'água a fim de ser mantida a carga no canal.

Os filetes líquidos não são perpendiculares à crista do vertedor e o estudo do comportamento dos mesmos torna-se difícil; nenhum método analítico é satisfatório. De acordo com as experiências de FAVRE, ESCANDE e SABATHÉ, pode-se calcular com pequena margem de erro, pelas equações normais de vertedores, tomando-se para carga d'água a média das alturas no início e no fim da crista.

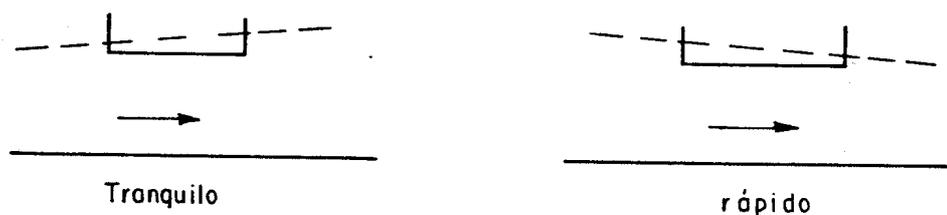


Figura 10.

i) Vertedor Creager:

Nas casos de barragens de concreto de pequena altura usam-se extravazores de soleira plana; porém para barragens de grande altura, dado ao impacto da água sobre o terreno à jusante do pé da barragem, como também pelo efeito nocivo que a depressão sob a lâmina causa (a pressão atmosférica atuando na

parte superior, não encontraria suficiente reação), isto é, um esforço adicional sobre a barragem, deve-se usar um vertedor de perfil arredondado, chamado de "Creager". Neste tipo de perfil, os filetes líquidos são suavemente amparados pela soleira curva do vertedor, a qual é constituída de modo a que ocorra tal tipo de escoamento, isto é, a soleira tem o perfil dos próprios filetes caindo livremente no espaço depois de animado de velocidade inicial horizontal. Para a construção do perfil, além das medidas mostradas na Figura, adotam-se as coordenadas obtidas por experiências, apresentadas em tabelas próprias e que referem-se à cada metro de altura de carga d'água. Para outros valores de h , basta multiplicar o valor das coordenadas pelos mesmos.

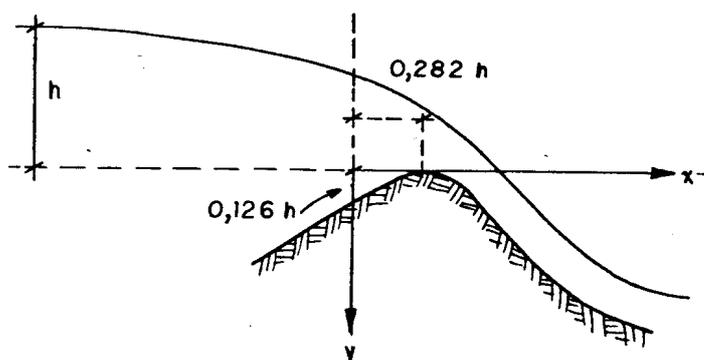


Figura 11.

A vazão é dada por:

$$2,2 L H \sqrt{H}$$

sendo
$$H = h + \frac{v^2}{2g}$$

por causa da energia da velocidade da água.

1) Q
de

Exercícios

- 1) Qual a descarga de um vertedor triangular, de 90° , sob a carga de $0,15 \text{ m}$?

$$Q = 1,4 h^{5/2}$$

$$Q = 1,4 \cdot 0,15^{5/2}$$

$$Q = 0,0122 \text{ m}^3/\text{s}$$

- 2) Qual o comprimento que deve ser dado a soleira de um vertedor Cipoletti, que deve dar vazão de $2 \text{ m}^3/\text{s}$, para que a altura d'água sobre a soleira não ultrapasse 60 cm?

$$Q = 1,86 \cdot L h^{3/2} \qquad L = \frac{Q}{1,86 h^{3/2}}$$

$$L = \frac{2}{1,86 \cdot 0,6^{3/2}} = 2,313 \text{ m}$$

- 3) Calcule a vazão do vertedor retangular de espessura igual a 4 cm, soleira de 50 cm e carga d'água de 9 cm:

$$Q = 1,84 L h \sqrt{h} \qquad \text{condição: } e < \frac{h}{2}$$

$$Q = 1,84 \cdot 0,50 \cdot 0,09 \sqrt{0,09} \qquad e < \frac{9}{2} = 4,5$$

$$Q = 0,02484 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{ou} \qquad 4,0 < 4,5$$

$$Q = 24,84 \text{ l/s} \qquad \text{(parede delgada)}$$

- 4) Calcular a vazão do vertedor retangular de espessura igual a 5 cm, soleira de 50 cm e carga d'água igual a 9 cm:

$$e < \frac{h}{2} \quad \text{(parede delgada)} \qquad e > \frac{h}{2} \quad \text{(parede espessa)}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{9}{2} = 4,5 \text{ cm}; \qquad 5,0 > 4,5 \quad \text{(p. espessa)}$$

$$Q = 1,55 L h \sqrt{h}$$

$$Q = 1,55 \cdot 0,50 \cdot 0,09 \sqrt{0,09}$$

$$Q = 0,02093 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{ou} \quad 20,93 \text{ l/s}$$

5) Dimensionar um vertedor trapezoidal (Cipoletti) para trabalhar com vazão máxima de 200 l/s. Então as condições a serem observadas são:

$$L = 4 h \quad \text{pelo menos}$$

$$B \text{ mínimo igual a } 20 \text{ cm ou } 3 h$$

$$Q = 1,86 L h^{3/2} = 1,86 4h h^{3/2} = 7,44 h^{5/2}$$

$$h = \left(\frac{Q}{7,44} \right)^{2/5} = \left(\frac{0,200}{7,44} \right)^{2/5}$$

$$h = 0,02688^{2/5} = 0,235 \text{ m}$$

portanto as dimensões serão:

$$h = 0,24 \text{ m}$$

$$L = 4h = 0,96 \text{ m}$$

$$B = 3h = 0,72 \text{ m}$$

$$\text{tg } \frac{\theta}{2} = \frac{1}{4} = \frac{0,06}{0,24}$$

- Outros Métodos - calhas diversas são empregadas, porém com menos frequência. Um processo utilizado em pequenos cursos d'água, desde que possua uma queda livre, é o método direto: utiliza-se de um cronômetro e de um vasilhame aferido. Dividindo-se o volume colhido, pelo tempo gasto, tem-se a vazão escoada.

1.4. Curvas Representativas:

a) Curva-Chave - Qualquer vazão de um curso d'água pode ser determinada diretamente na curva de secção em estudo. Na ordenada de um sistema de eixos, marcam-se as alturas nos níveis próprios e na abscissa marcam-se os valores da vazão. Para se confeccionar a curva chave determina-se a secção do rio em questão e a vazão para cada nível de escoamento, pelos métodos já conhecidos. Entrando-se portanto na curva chave, com a altura do

nível em um dado instante, determina-se a vazão correspondente.

Para abastecimento de água, interessa saber qual o valor da vazão mínima e da vazão média que ocorrem na secção de tomada d'água, com uma certa probabilidade de ocorrência.

A determinação de altura do nível d'água, pode ser feita usando-se um limnígrafo ou um limnómetro. A vantagem do uso do limnígrafo, reside no fato de ficar registrada, a variação do nível da água em qualquer intervalo de tempo.

Para a determinação das vazões mínimas, são suficientes os dados limnométricos. Isto porque as mínimas ocorrem no período da seca, quando as vazões dos cursos d'água são decorrentes das águas subterrâneas, quase totalmente. Assim sendo, a vazão de um dado curso d'água vai decrescendo de valor continuamente, até ser atingido o mínimo.

Desta forma, duas leituras de régua, uma pela manhã e outra à tarde, são suficientes para a determinação da vazão mínima.

Quanto às vazões médias, pode-se dividi-las em dois tipos: média diária e média mensal.

A média das leituras diárias de régua não dá vazão média diária significativa nas pequenas bacias (variações bruscas dos níveis), porém para a vazão média mensal as leituras diárias de régua fluviométrica dão resultados significativos.

Para as vazões máximas, as leituras diárias de régua, não são suficientes para pequenas bacias inferiores a 1.000 Km^2 (aproximadamente) pois o tempo de retardamento é pequeno e o período de ascensão também. Já para bacias grandes como as de 5000 ou 10.000 Km^2 , as leituras diárias de régua são suficientes pois o retardamento é de muitas horas e o período de ascensão elevado com picos persistentes.

b) Fluviograma ou Hidrograma - É o gráfico que representa a variação da vazão ao longo do tempo (geralmente um ano). A F_i

gura 12 representa um fluviograma para um curso de água típico da região Sudeste do Brasil.

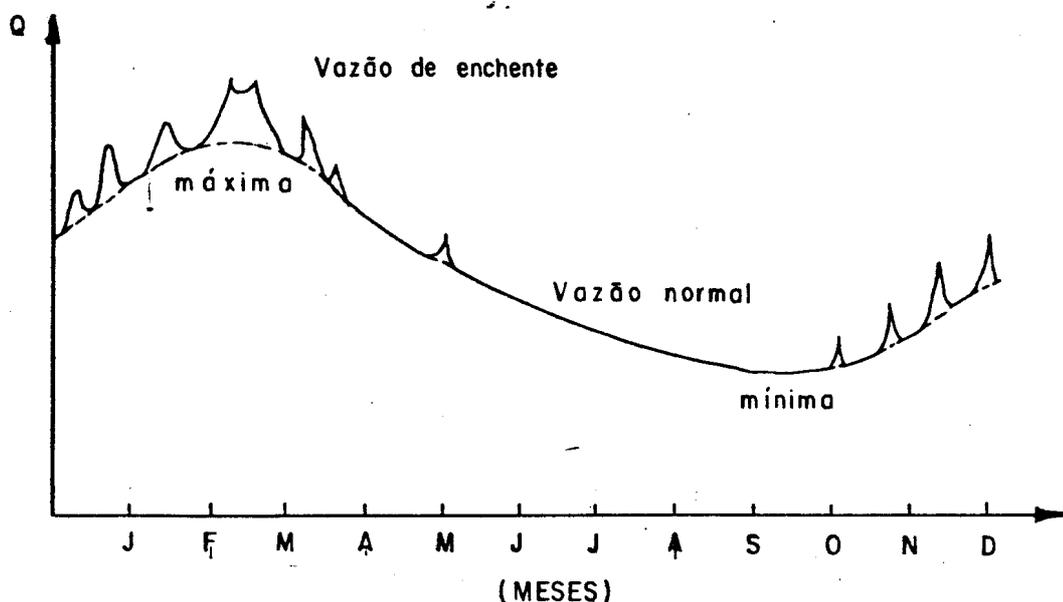


Figura 12. - Fluviograma hipotético para um curso d'água da região Sudeste

Pela mesma pode-se distinguir - vazão normal do rio - consequência da contribuição do lençol freático para o escoamento, tendo seu máximo em torno dos meses de fevereiro e março, e o mínimo em torno dos meses de outubro e novembro (época das primeiras chuvas); - vazão de enchente - consequência da contribuição de uma precipitação ou conjunto de precipitações para o escoamento (parte da precipitação que escoam superficialmente indo contribuir diretamente para o escoamento dos cursos d'água).

c) Hidrograma de Cheia - É a representação gráfica do escoamento de um curso d'água em consequência da ocorrência de uma precipitação. Para o seu traçado deve-se fazer uso de dados fornecidos por um limnógrafo, pluviógrafo e da curva chave. Na Figura 13 representa-se uma curva chave e um hidrograma de cheia.

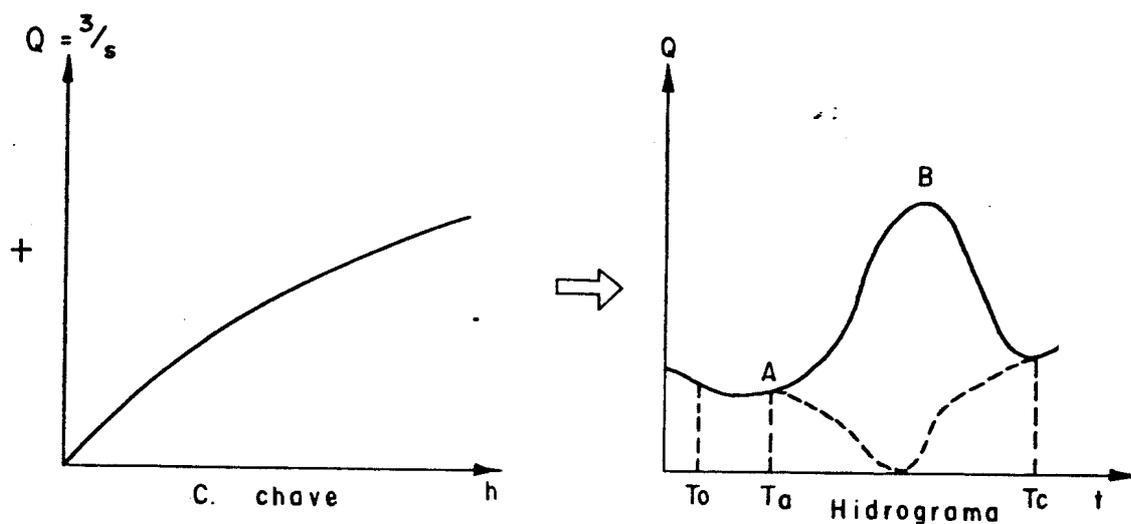


Figura 13. - Gráfico representando curva chave e hidrograma.

O ponto T_0 representa o início da precipitação na bacia; de T_0 até T_a , é o intervalo de "precipitação inicial", isto é, parte da precipitação está sendo retida e interceptada. No ponto A, após o intervalo $T_0 - T_a$, o escoamento superficial começa a atingir a secção em estudo e o nível d'água começa a subir e conseqüentemente a vazão também. O ponto B representa o máximo valor da enchente e para uma dada intensidade de chuva depende do tempo de concentração da bacia e da duração da chuva; se a duração for menor que o tempo de concentração, o pico da cheia (ponto B) atinge um valor "x" e a vazão passa então a diminuir até terminar a influência do escoamento superficial (ponto C); se a duração for igual ao tempo de concentração, o ponto B estará em uma posição no gráfico correspondente a um valor de vazão "z" - sendo z maior que x; porém, se a duração for maior que o tempo de concentração, a vazão máxima (pico) terá o mesmo valor "z" o qual continuará até o término da chuva (ou diminuição da intensidade) fazendo com que a curva de B para C, tenha um trecho horizontal partindo de B.

Unindo-se o ponto A ao ponto C, divide-se o Hidrograma em duas partes: a superior que praticamente representa o volume do

escoamento superficial direto (mede-se com planímetro) e a inferior que representa a contribuição do lençol subterrâneo.

Quando a cheia é muito grande, sobe muito o nível do curso de água o qual pode ficar acima do nível do lençol freático; em consequência, a pressão hidrostática faz com que o curso d'água alimente o lençol. Conseqüentemente, a linha que une os pontos A e C, na verdade teria o aspecto mostrado pela linha tracejada.

O ponto Tc é o instante em que terminou a influência do escoamento superficial. O intervalo de tempo entre Ta e Tc é o período em que a secção esteve sobre a influência do escoamento superficial.

1.5. Vazão de Projeto:

Para se determinar qual a vazão a ser usada no dimensionamento de uma obra, como o extravasador de uma barragem ou a galeria pluvial de uma cidade, deve-se fazer um estudo hidrológico tão completo quanto possível. A vazão deve ser calculada em função do tempo de recorrência (ou período de retorno):

Como já definido, período de retorno é o intervalo médio de anos em que pode ocorrer ou ser ultrapassado pelo menos uma vez um dado evento.

O tempo de recorrência é o inverso da frequência, com que o evento foi igualado ou superado.

$$T_r = \frac{1}{F}$$

A frequência pode ser determinada por duas equações, a de Kimbal e a Californiana.

$$F = \frac{m}{n} \quad (\text{Californiana})$$

$$F = \frac{m}{n+1} \quad (\text{Kimbal})$$

De modo geral, quando o período de recorrência desejado é bem menor que o número de anos de observação, o valor encontrado para a frequência, F , dá uma boa idéia da probabilidade de ocorrência do fenômeno. Então

$$T_r = \frac{1}{p}$$

Exemplo nº 1

O quadro seguinte exemplifica o último parágrafo do tópico em questão. São apresentadas alturas de água observadas em 10 anos. A frequência, F , dá uma idéia bastante satisfatória da probabilidade de ocorrência de uma altura d'água, para período de retorno menores que 10 anos. Seria suficiente para estudos de galerias pluviais, onde é usual tomar-se "T" igual a 5 ou 10 anos.

QUADRO 1 - Probabilidade de ocorrência de alturas de água, para "T" até 10 anos.

M	h (mm)	$F_i = \frac{m}{n}$	$F_i\%$	$T = \frac{1}{F_i}$
1	96	0,1	10	10
2	90	0,2	20	5
3	88	0,3	30	3,33
4	87	0,4	40	2,50
5	83	0,5	50	2,00
6	79	0,6	60	1,66
7	78	0,7	70	1,42
8	73	0,8	80	1,25
9	70	0,9	90	1,11
10	65	1,0	100	1,00

Segundo os cálculos apresentados, o valor máximo da série apresenta um tempo de retorno médio de 10 anos.

Este valor estimado a partir da amostra será tão mais significativo quanto maior for a amostra.

Na tabela abaixo são apresentados os valores do tempo de retorno médio do evento máximo a vários níveis de probabilidade em função do tamanho da amostra.

Tamanho da amostra	Probabilidade de Ocorrência do Valor Extremo				
	1%	25%	50%	75%	99%
2	1,11	2,00	3,41	7,46	200,00
5	1,66	4,13	7,73	17,90	498,00
10	2,71	7,73	14,90	35,30	996,00
20	4,86	14,90	29,40	70,00	1990,00
60	13,50	43,80	87,00	209,00	5970,00

Exemplos: - Para uma série de 10 anos, tem-se a probabilidade de 1% do valor máximo ter um tempo de retorno real, menor que 2,71 anos; e 50% do valor real ser menor que 14,9 anos.

- Qual a probabilidade nesta série, do evento máximo ter período de retorno maior que 996 anos?

Na tabela, tempo de retorno 996 tem probabilidade de 99%, logo a probabilidade é 1%.

1.5.1. Determinação do Tempo de Retorno da Condição Crítica de Projeto:

Como definido anteriormente, o período de retorno que se calcula com uma série hidrológica, é uma estimativa do período de retorno médio entre os eventos críticos sucessivos.

Esta estimativa será tanto menos precisa quanto menor a série estudada e sendo o período de retorno uma variável aleatória, o mesmo pode variar de 1 até ∞ com uma probabilidade deter

minada para cada valor.

Ao se projetar uma obra a pergunta fundamental será portanto: Qual o período de retorno que deverá uma obra ser projetada para que haja um risco (probabilidade de colapso) de $x\%$ em y anos? Esta pergunta pode ser respondida pela tabela abaixo, que apresenta os períodos de retorno médios para a condição crítica do projeto, em função de um determinado período, e um determinado risco. Esta tabela é a mesma apresentada inicialmente, porém com outra disposição.

Risco Permissível	Vida Suposta do Projeto				
	1	10	25	50	100
1%	100	910	2440	5260	9100
10%	10	95	238	460	940
25%	4	35	87	175	345
50%	2	15	37	72	145

Exemplos: - Qual o tempo de retorno médio da condição crítica de um projeto para que uma obra tenha uma probabilidade de 99% de durar 100 anos?

Solução: Para probabilidade de colapso 1% em 100 anos, na tabela tem-se TR = 9100 anos.

- Adotou-se um tempo de retorno médio de 1000 anos, para a condição crítica de projeto. Qual a probabilidade de que não haja colapso em 100 anos?

Solução: Tomando-se na coluna da vida suposta da obra a de 100 anos, o valor mais próximo de 1000 (940), ^{aproximadamente.} determina-se um risco de 10%. Logo a probabilidade requerida será de 90%, aproximadamente.

- Escolha do Tempo de Retorno -

A decisão para adotar-se um ou outro valor para a condição crítica é feita de um modo geral nas condições de ordem econômica e do risco permissível. De um modo geral sabe-se que para extravazores de barragens deve-se usar um tempo de retorno igual a 1.000 anos (caso de barragens pequenas e médias) ou 10.000 anos (barragens grandes e/ou com cidades diretamente à jusante).

1.5.2. Métodos de Determinação de Vazão do Projeto:

1º MÉTODO: - Ajustamento de Séries Hidrológicas à Distribuição de Probabilidades:

- Séries Hidrológicas -

Um dos objetivos de um estudo estatístico de determinada série hidrológica, é a determinação da condição crítica de projeto a um determinado período de retorno.

Essa condição crítica poderá ser no caso de vazão, a máxima para uma dada secção do curso d'água, por exemplo. Para o estudo das vazões em uma região três tipos de séries poderão ser definidas:

-Série Original (completa), com todos os valores: por exemplo, em 30 anos de observação, considerando-se a vazão diária máxima mensal, a série de 12 x 30 valores;

-Série Anual com todos os valores máximos anuais: No caso anterior, encontraria-se uma série de 30 valores, com os máximos de cada ano.

-Série Parcial com os "N" maiores valores ocorridos nos "N" anos: ainda no mesmo exemplo selecionar-se-iam os 30 maiores valores da série original.

As séries parciais e anuais são utilizadas especialmente em estudos de valores críticos (máximos e mínimos) anuais. Para esses estudos existem distribuições teóricas, chamadas de "distribuição de valores extremos", sendo as mais conhecidas a de Gumbel e Ven Te Chow que são baseadas na mesma teoria estatística, a de Foster, que baseou-se na distribuição Pearson III, e Fuller, que usou uma distribuição de frequência mais uma regra de probabilidade.

Nas séries parciais poderá haver problemas de persistência entre dois valores máximos sucessivos. Neste caso deve-se eliminar o menor.

- Por que ajustar uma série hidrológica a uma distribuição teórica de probabilidade?

A tentativa de ajustar uma série de dados hidrológicos a uma distribuição teórica de probabilidade é necessária para permitir, desde que consiga-se fazer o ajustamento, obter com maior segurança, através da distribuição que melhor ajustar-se, as condições críticas de um projeto.

É bastante arriscado, fazer uma previsão da condição crítica do projeto baseado apenas na análise dos valores de uma série hidrológica, pois via de regra a mesma é constituída de poucos valores.

Se, no entanto, conseguir-se saber que tipo de distribuição teórica de probabilidade está regendo a ocorrência dos valores de um determinado fenômeno hidrológico, pode-se fazendo-se uso de suas propriedades determinar valores de eventos para qualquer tempo de retorno.

- Equação Geral para Análise de Frequência -

Esta equação é devida a Ven Te Chow e tem a seguinte expressão:

$$X_{TR} = \bar{X} + K_{TR} \times S$$

sendo: X_{TR} - o valor para um tempo de retorno TR.
 \bar{X} - a média dos valores da série (X_i)
 S - o desvio padrão
 K_{TR} - fator de frequência que depende de TR e da distribuição dos valores de X_i ; pode-se obtê-lo com tabelas em função de TR e n (tamanho da amostra).

- Verificação do Ajustamento -

Não existe no consenso geral, nenhuma distribuição probabilística que ajuste-se particularmente melhor do que outra a qualquer série de variáveis hidrológicas. O hidrólogo geralmente procura ajustar a série estudada a algumas leis e verifica qual delas melhor apresenta a forma com que estão ocorrendo as variáveis em questão.

A verificação do ajustamento de uma série hidrológica a uma distribuição probabilística pode ser realizada por dois processos: graficamente ou através de testes estatísticos.

GRAFICAMENTE: - consiste no traçado de uma reta teórica (geralmente, ou existem papéis especiais para cada distribuição ou procede-se a transformações nos valores originais para permitir em ambos os casos que obtenha-se uma linha reta), e a plotagem dos dados da série estudada verificando visualmente como se distribuem ao longo da mesma.

A desvantagem do método é a dependência da capacidade de observação e julgamento do hidrólogo.

TESTES ESTATÍSTICOS: - baseados na comparação feita entre as frequências observadas e a frequência teórica. Exemplo: teste de Qui-Quadrado (X^2), teste de Kolmogorov, etc.

A seguir apresenta-se um exemplo mostrando o procedimento para o uso do método de Gumbel para extrapolação de dados de vazão de projeto, relativa a período de retorno maior que o número de anos de observações.

- Determinar pelo método de Gumbel, a vazão de uma bacia hidrográfica em uma dada secção do curso d'água principal, para um período de retorno T, igual a 1.000 anos.

a) Dados obtidos no posto fluviométrico: "Q" em m³/h (máximas anuais).

1954 - 5,8	1964 - 5,0
1955 - 5,5	1965 - 6,7
1956 - 4,9	1966 - 4,0
1957 - 4,5	1967 - 5,1
1958 - 4,3	1968 - 7,1
1959 - 5,6	1969 - 6,3
1960 - 6,8	1970 - 4,1
1961 - 6,9	1971 - 5,7
1962 - 7,3	1972 - 4,4
1963 - 5,8	1973 - 3,9

b) Equação de Ven Te Chow é $Q_{TR} = \bar{Q} + K_{TR} \cdot S$

Os valores de K_{TR} podem ser obtidos na tabela seguinte em função de TR e n (tamanho da amostra).

Valores do Fator de Frequência K_{TR} para Distribuição de Gumbel.

TR \ n	10	25	30	40
20	2,30	2,23	2,19	2,13
50	3,18	3,09	3,03	2,94
100	3,84	3,73	3,65	3,55
1000	6,01	5,91	5,73	5,58

da página seguinte.

Para facilitar o andamento dos cálculos sugere-se a confecção do quadro da página seguinte.

Nº de Ordem (m)	Q Ordenado	TR = $\frac{n}{m}$ (anos)	F% = $\frac{1}{TR} \times 100$	Q_i^2
1	7,3	20,00	5	53,29
2	7,1	10,00	10	50,41
3	6,9	6,66	15	47,61
4	6,8	5,00	20	46,24
5	6,7	4,00	25	44,89
6	6,3	3,33	30	39,69
7	5,8	2,85	35	33,64
8	5,8	2,25	40	33,64
9	5,7	2,22	45	32,49
10	5,6	2,00	50	31,36
11	5,5	1,81	55	30,25
12	5,1	1,66	60	26,01
13	5,0	1,54	65	25,00
14	4,9	1,43	70	24,01
15	4,5	1,33	75	20,25
16	4,4	1,25	80	19,36
17	4,3	1,18	85	18,49
18	4,1	1,11	90	16,81
19	4,0	1,05	95	16,00
20	<u>3,9</u>	1,00	100	<u>15,21</u>
	Σ 109,7			Σ 624,65

b.1.) Cálculo de \bar{Q}

$$\bar{Q} = \frac{\Sigma Q_i}{n} = \frac{\overset{20}{109,7}}{20} = 5,485$$

b.2.) Cálculo de S

$$S = \sqrt{\frac{\sum (Q_i - \bar{Q})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{\sum Q_i^2 - \frac{(\sum Q_i)^2}{n}}{n - 1}}$$

$$\sum Q_i^2 = 624,65$$

$$(\sum Q_i)^2 = (109,7)^2 = 12034,09$$

$$\frac{(\sum Q_i)^2}{n} = \frac{12034,09}{20} = 601,70$$

$$S = \sqrt{\frac{624,65 - 601,70}{20 - 1}} = \sqrt{\frac{22,95}{19}} = \sqrt{1,208}$$

$$S = 1,099$$

Portanto: $\bar{Q} = 5,485$

$$S = 1,099$$

Com estes valores e o K_{TR} pode-se obter valores Q para qualquer valor de TR. Como mostra-se a seguir:

$$TR = 1.000 \text{ anos}$$

$$Q_{TR} = \bar{Q} + S \cdot K_{TR}$$

$$Q_{1.000} = 5,485 + 1,099 \cdot K_{1.000}$$

Obtem-se $K_{1.000}$ na tabela para $\begin{cases} TR = 1.000 \\ N = 20 \end{cases} \Rightarrow K_{1.000} = 6,01$

$$Q_{1.000} = 5,485 + 1,099 \cdot 6,01 = 12,09$$

$$TR = 100 \text{ anos}$$

$$Q = 5,485 + 1,099 \cdot 3,84 = 9,705$$

Como se mostrou, pode-se obter qualquer valor para Q_{TR} , porém para que se possa utilizar este método deve-se fazer a verificação se realmente a distribuição de Gumbel presta-se para representar a forma com que os eventos estão ocorrendo.

Pode-se fazer a verificação gráfica, pois quando se plota os valores dos eventos e seus tempos de retorno em um papel de probabilidade de Gumbel os mesmos devem dispor-se segundo uma linha reta.

Praticamente o ajustamento é verificado da seguinte forma:

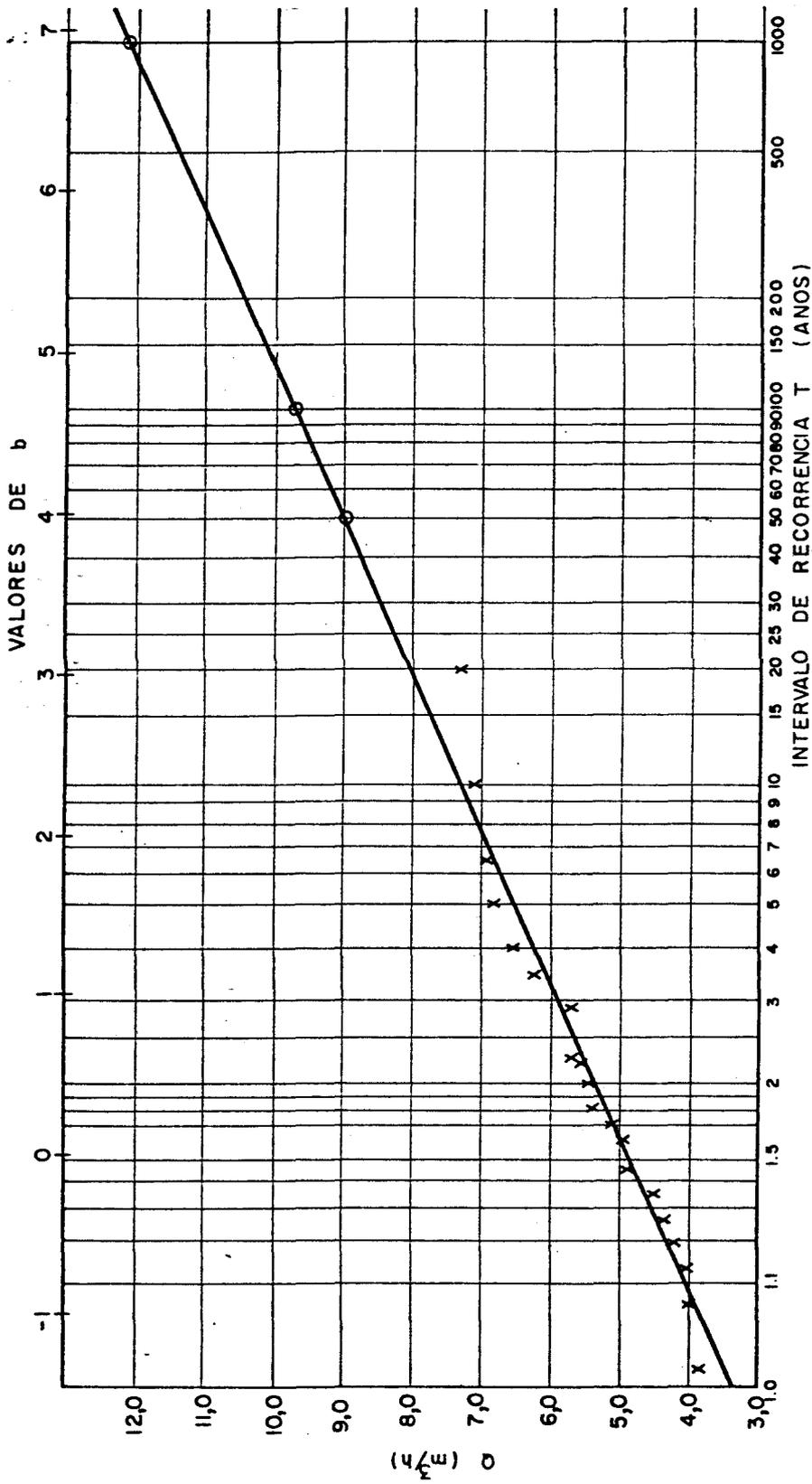
- Plotar em papel de probabilidade de Gumbel 2 ou 3 valores de Q_{TR} e TR calculados pela equação geral. Os mesmos deverão dispor-se segundo uma linha reta que é chamada reta teórica da distribuição de Gumbel.

- Após traçada a reta teórica, plotar os dados da série original em seus respectivos tempos de retorno.

Se estes pontos se distribuem simetricamente em torno da reta teórica, conclui-se que pode-se utilizá-la e/ou a equação geral, para cálculo da vazão para qualquer tempo de retorno. Caso não se distribuam simetricamente deve-se tentar outro método como o de Ven Te Chow, Foster, etc.

OBSERVAÇÃO: Quando não se dispuser do papel de probabilidade de Gumbel pode-se fazer uso do papel monologaritmico embora a precisão não seja a mesma.

Na Figura 14 mostra-se a verificação do ajustamento dos dados à distribuição de Gumbel, pela mesma observa-se que pode-se fazer uso desta distribuição para cálculos de vazão de projeto a partir dos dados apresentados.



o - pontos utilizados para traçado da reta teórica.
 x - pontos correspondentes aos dados originais e suas frequências.

Figura 14. - Verificação do ajustamento de dados de vazões máxima à distribuição de Gumbel.

2º MÉTODO: - Fórmulas Empíricas:

Quando não se tem dados de vazão nos postos fluviométricos faz-se uso de equações empíricas para o cálculo.

Entre os mais usados destacam-se os seguintes:

a) Burkli - Ziegler

$$Q_{\max} = 0,022 AIC \sqrt[4]{\frac{D}{A}}$$

Q_{\max} = descarga máxima em m^3/s

C = coeficiente de bacia

I = intensidade das chuvas mais fortes em cm/h

A = área drenada em ha

D = declividade média da bacia (o/oo)

Esta equação é válida para bacias menores que 200 Km^2 .

b) Fuller

$$Q_d = 0,796 A^{0,8} (1 + 0,8 \log T)$$

$Q_{\max} = 1,533 Q_d$

Q_d = vazão média

A = área Km^2

T = período de retorno

Equação válida para bacias maiores que 100 Km^2 .

c) Myer

$Q_{\max} = 0,545 pA$, para áreas até 1000 ha

$Q_{\max} = 1,76 pA$, para áreas acima de 1000 ha.

sendo:

Q_{\max} = vazão máxima em m^3/s
de Myer

A = área da bacia em Km^2

p = coeficiente de Myer

Uma equação também muito usada é a chamada equação racional.

$$Q_{\max} = \frac{C I A}{360}$$

Q_{\max} = vazão em m^3/s

C = coeficiente de escoamento (Tabela 1)

I = intensidade máxima de chuva durante o tempo de concentração, capaz de ocorrer com a frequência do período de segurança desejado - mm/h

A = área da bacia, em ha.

Vê-se pois que I , deve ser determinado pelos processos estatísticos, já vistos, tomando-se as chuvas máximas anuais, de duração igual ao tempo de concentração da bacia.

O tempo de concentração pode ser determinado pela tabela 2, ou pela equação seguinte:

$$t_c = \frac{16 L}{(1,05 - 0,2p) (100 S)^{0,04}}$$

onde:

t_c = tempo de concentração em minutos

L = comprimento do talvegue em quilômetros

p = porcentagem (em decimal) da área da bacia coberta por vegetação.

S = declividade média do talvegue, descontadas as quedas à prumo.

Na falta de dados para o cálculo da intensidade (I) máxima de chuva, alguns projetistas têm usado para o caso de barragens p. ex., o valor de 100 mm/h, qualquer que seja o tempo de concentração da bacia.

da pre

Para bacias maiores que 20 Km^2 o uso da fórmula racional não dá resultados satisfatórios, devido à irregularidades da pre

TABELA 1 - BACIAS HIDROGRÁFICAS

COEFICIENTE DE ESCOAMENTO (C), PARA ÁREAS AGRÍCOLAS INFERIORES A 500 ha, EM FUNÇÃO DA TOPOGRAFIA DA COBERTURA E DO TIPO DO SOLO.

Cobertura do Solo	Tipo de Solo	CLASSES DE TOPOGRAFIA E DECLIVIDADE						
		Plana 0 - 2,5%	Suavemente ondulada 2,5 - 5%	Ondulada 5 - 10%	Fortemente ondulada 10 - 20%	Amorreada 20 - 40%	Montanhosa 40 - 100%	
Culturas Anuais	Massapê	0,50	0,60	0,68	0,76	0,85	0,95	
	Arenosa	0,44	0,52	0,59	0,66	0,73	0,81	
	Roxa	0,40	0,48	0,54	0,61	0,67	0,75	
Culturas Permanentes	Massapê	0,40	0,48	0,54	0,61	0,67	0,75	
	Arenosa	0,34	0,41	0,46	0,52	0,56	0,64	
	Roxa	0,31	0,38	0,43	0,48	0,53	0,59	
Pastagens Limpas	Massapê	0,31	0,38	0,43	0,48	0,53	0,59	
	Arenosa	0,27	0,32	0,37	0,41	0,45	0,50	
	Roxa	0,25	0,30	0,34	0,38	0,42	0,46	
Capoeiras	Massapê	0,22	0,26	0,29	0,33	0,37	0,41	
	Arenosa	0,19	0,23	0,25	0,28	0,32	0,35	
	Roxa	0,17	0,21	0,23	0,26	0,29	0,32	
Matas	Massapê	0,15	0,18	0,20	0,22	0,25	0,28	
	Arenosa	0,13	0,15	0,18	0,20	0,22	0,24	
	Roxa	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	

cipitação sobre a área.

TABELA 2 - BACIAS HIDROGRÁFICAS
TEMPOS DE CONCENTRAÇÃO, BASEADOS NA EXTENSÃO DA ÁREA PARA
BACIAS DE COMPRIMENTO APROXIMADAMENTE DUPLO DA LARGURA ME
DIA E TOPOGRAFIA ONDULADA (5 - 10% DE DCELIVIDADE).

ÁREA DA BACIA (hectare)	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO (minutos)
1	2,7
3	3,9
5	4,0
8	4,7
10	6,1
15	9,5
20	11,8
25	13,5
30	14,9
40	17,0
50	19,0
75	22,0
100	26,0
150	34,0
200	40,0
250	48,0
300	56,0
400	74,0
500	96,0

OBS: - 1) Para comprimentos diferentes do dõbro da largura média deve-se tomar os seguintes fatores de correção:

Relação C/larg.	1:1	2:1	3:1	4:1
Fator de Correção	0,71	1,00	1,22	1,41

2) Para declividades diferentes de 5% deve-se multiplicar o tempo de concentração por $\frac{0,22}{\sqrt{d}}$

2. BIBLIOGRAFIA

AZEVEDO NETO, A.M. Manual de Hidráulica. São Paulo, Ed. Edgard Blucher, s.d., 861 p. il.

CHOW, V.T. Handbook of applied hidrology New York, 1964.

LINSLEY, R.K. & FRANZINI, J.B. - Engenharia de recursos hídricos. São Paulo Ed. McGraw Hill do Brasil, 1978.

TEIXEIRA, H.A. Hidráulica geral. Lavras, MEC-ESAL, 1981.

VILELA, S.M. & MATOS, A. ¹⁹⁷⁵Hidrologia aplicada São Paulo, Ed. McGraw Hill do Brasil, 1975.