

See discussions, stats, and author profiles for this publication at: <https://www.researchgate.net/publication/306959699>

Introdução à Hidrologia Aplicada (Apostila/Sebenta/Draft)

Research · August 2016

DOI: 10.13140/RG.2.2.22848.33286

CITATIONS

5

READS

30,088

1 author:



Mauro Naghettini

Federal University of Minas Gerais

78 PUBLICATIONS 669 CITATIONS

SEE PROFILE

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

ESCOLA DE ENGENHARIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E RECURSOS
HÍDRICOS

Introdução à Hidrologia Aplicada

Mauro Naghettini

Belo Horizonte, Agosto de 2012

INTRODUÇÃO À HIDROLOGIA APLICADA

Essas notas de aula foram preparadas para o curso introdutório à Hidrologia Aplicada, oferecido aos alunos do curso de graduação em Aquacultura da Universidade Federal de Minas Gerais, sob a responsabilidade do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da EEUFMG. A programação para o curso é de 45 horas em 15 semanas de 3 horas-aula/semana. Estas notas de aula foram divididas em 3 partes, a saber,

- Primeira Parte: Conceitos Básicos
- Segunda Parte: Dados Fluviométricos - Análise e Aplicações
- Terceira Parte: Vazões de Enchentes e de Estiagens

A primeira parte destas notas de aula consta dos seguintes capítulos:

- Capítulo 1: Introdução à Hidrologia e Balanço Hídrico
- Capítulo 2: Bacias Hidrográficas
- Capítulo 3: Noções sobre a Atmosfera Terrestre
- Capítulo 4: Precipitação
- Capítulo 5: Abstrações Hidrológicas

A segunda parte destas notas de aula consta dos seguintes capítulos:

- Capítulo 6: Vazões dos Cursos d'Água
- Capítulo 7: Armazenamento de Recursos Hídricos
- Capítulo 8: Estatística e Probabilidade Aplicadas à Hidrologia

A terceira parte destas notas de aula consta dos seguintes capítulos:

- Capítulo 9: Vazões de Enchentes
- Capítulo 10: Amortecimento de Cheias em Rios e Reservatórios
- Capítulo 11: Vazões de Estiagens

1. INTRODUÇÃO À HIDROLOGIA E AO BALANÇO HÍDRICO

1.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁGUA COMO RECURSO

A água e o Sol são indissociáveis e imprescindíveis à existência de vida na Terra. As plantas verdes captam a energia solar e a utilizam no processo de fotossíntese, o qual transforma a água, o dióxido de carbono e os sais minerais em compostos orgânicos indispensáveis aos seres vivos, tanto como fonte de energia, como para a constituição e renovação de suas células. Ainda como consequência do processo de fotossíntese, a liberação de oxigênio livre para a atmosfera permite a respiração aeróbia e, finalmente, a vida animal. Contrariamente às plantas verdes, os animais não têm capacidade de produzir compostos orgânicos a partir de um ambiente inorgânico e, conseqüentemente, nutrem-se de plantas e outros animais, formando-se as cadeias alimentares.

A água é a substância que existe em maior quantidade nos seres vivos. Representa cerca de 70% do peso do corpo humano, podendo chegar a mais de 90% em alguns animais. Além de ser parte constituinte dos tecidos, a água é o solvente que transporta as substâncias intervenientes nos processos fisiológicos. A falta de água provoca a debilidade e até a morte dos seres vivos.

O volume de água na Terra tem-se mantido constante desde sua formação há 5 bilhões de anos, constituindo a chamada hidrosfera, dentro da qual a água circula continuamente, sob a ação da energia solar e da força gravitacional; a essa circulação contínua de água pelos reservatórios da hidrosfera dá-se o nome de ciclo hidrológico. De forma sintética, o ciclo hidrológico é a seqüência de processos físicos pelos quais a água, após evaporar-se dos oceanos, lagos, rios e superfície terrestre, precipita-se como chuva, neve ou gelo, escoam por sobre o terreno, infiltra-se no subsolo, escoam pelos aquíferos, é absorvida pelas raízes das plantas, retornando à atmosfera, seja por transpiração ou evaporação direta. Além de essencial à manutenção da vida na Terra, a água em circulação no ciclo hidrológico pode ser captada pelo homem e utilizada para diversas finalidades, as quais englobam desde formas primitivas de transporte até atividades econômicas de vulto, como a geração de energia elétrica. Esses fatos caracterizam a água como um **recurso natural e renovável** pelos processos do ciclo hidrológico.

Devido às diferentes condições geomorfológicas e climatológicas, a água distribui-se de forma irregular, tanto no tempo como no espaço. Podem ser muito elevadas as variações sazonais e interanuais das vazões de um curso d'água. Portanto quanto mais variável for o regime hidrológico, menor é a disponibilidade dos recursos hídricos naturais. As distribuições espacial e temporal da precipitação, a velocidade e a direção dominantes de deslocamento das tormentas sobre a bacia, as variações temporais e espaciais das perdas por evapotranspiração e infiltração, bem como as condições de armazenamento da umidade do solo, são exemplos do grande número de fatores interdependentes que podem influir na variabilidade das vazões de um curso d'água. Essa variabilidade, sendo bastante complexa, faz com que as vazões de um curso d'água, bem como outras variáveis hidrológicas, sejam consideradas variáveis aleatórias, passíveis de serem tratadas por métodos da teoria de probabilidades e estatística matemática. Em consequência, pode-se dizer que os recursos hídricos, embora renováveis, são **móveis**, pois escoam pelos rios e aquíferos, e são de **natureza aleatória**.

O homem aprendeu a intervir no ciclo hidrológico, por meio de obras e instalações, de modo a captar água e transferi-la espacialmente, de um local para outro, ou temporalmente, de anos ou estações chuvosas para períodos secos (alterações do regime hidrológico através da construção de reservatórios de acumulação), com o objetivo de conferir-lhe condições quantitativa e economicamente adequadas de uso. Tais obras e instalações consistem em sistemas de captação e distribuição de águas superficiais e subterrâneas, barragens e canais de irrigação, entre outros. Por outro lado, existem os chamados eventos extremos, cheias e estiagens prolongadas, os quais produzem sérios prejuízos econômicos e sociais; a esse respeito, as ações do homem devem presumir a coexistência inexorável da sociedade humana com os riscos de cheias e estiagens extremas e concorrer para mitigar os efeitos danosos de sua ocorrência.

A intervenção humana no ciclo hidrológico se dá não somente em termos da quantidade, como também de qualidade da água. Os cursos e corpos d'água têm capacidade de assimilar esgotos/resíduos e de se autodepurarem; essa capacidade, entretanto, é limitada. Sabe-se que a concentração de poluentes em um curso d'água é inversamente proporcional à vazão de diluição, fato que caracteriza a **indissociabilidade** dos atributos de **quantidade e qualidade** dos recursos hídricos. Por outro lado, a **erosão** hídrica provoca a perda de solos férteis e a deposição de sedimentos em zonas de menor velocidade de escoamento, assoreando leitos fluviais, reservatórios e obstruindo sistemas de drenagem. A ocupação e o manejo adequado do solo, bem como o tratamento prévio de efluentes domésticos e industriais são fatores fundamentais para a **conservação dos recursos hídricos**.

Estima-se hoje que 1/5 dos habitantes do planeta não tem acesso à água em quantidade suficiente e 1/3 a água de qualidade. Neste contexto, talvez seja útil lembrar que 'a mensuração quantitativa e qualitativa dos elementos do ciclo hidrológico e de outras características intervenientes constitui a base essencial para a gestão eficaz dos recursos hídricos' (Declaração de Dublin, 1992).

1.2 DEFINIÇÕES DE HIDROLOGIA E HIDROLOGIA APLICADA

O aproveitamento e a conservação dos recursos hídricos são tarefas que requerem concepção, planejamento, administração, projeto, construção e operação de meios para o controle e a utilização racional das águas. Envolve não só a atuação de engenheiros civis, como também a de outros profissionais como advogados, economistas, químicos, biólogos, sociólogos e geógrafos.

De forma ampla, podem-se agrupar os problemas relacionados à engenharia de recursos hídricos nos seguintes blocos: Controle do Excesso de Água, Conservação da Quantidade de Água e Conservação da Qualidade de Água. Os dois primeiros blocos envolvem, principalmente, as especialidades de engenharia hidrológica e engenharia hidráulica, enquanto o terceiro bloco refere-se primordialmente à engenharia ambiental.

O objetivo dessas notas é de apresentar os fundamentos da **Hidrologia Aplicada**, também denominada por alguns como **Engenharia Hidrológica**, a qual utiliza os princípios científicos da hidrologia para solucionar os problemas de engenharia resultantes da exploração dos recursos hídricos terrestres pelo homem. A **Hidrologia** é a ciência que trata das águas da Terra, sua ocorrência, circulação, distribuição, suas propriedades físico-químicas e suas relações com os seres

vivos. Em sentido amplo, a Hidrologia Aplicada busca estabelecer as relações que determinam as variabilidades espacial, temporal e geográfica dos recursos hídricos, com o objetivo de assegurar a qualidade do planejamento, projeto e operação de estruturas e sistemas hidráulicos.

1.3 BREVE HISTÓRICO DO DESENVOLVIMENTO DA HIDROLOGIA

Ven Te Chow (1964) divide a história da hidrologia em 8 períodos:

- Período de Especulação (até 1400 DC)

As antigas civilizações construíram diversas formas de aproveitamentos de recursos hídricos, entre os quais se destacam os poços artesianos na Arábia, os canais e os complexos sistemas de abastecimento d'água de cidades da Pérsia, as obras de irrigação e controle de cheias na China, Egito, Índia e Mesopotâmia, e os admiráveis aquedutos romanos (Figura 1.1).

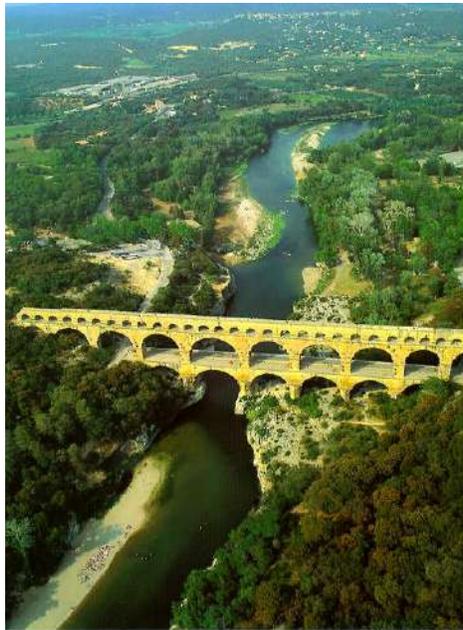


Figura 1.1– *Pont du Gard*

Nota: Ponte sobre o rio Gardon, construída pelos romanos em 20 AC, nas proximidades da cidade de Nîmes, França. O andar superior de arcos era também um prolongamento de um aqueduto de cerca de 50 km de extensão e apenas 17 m de desnível, destinado ao abastecimento d'água da antiga fortaleza romana de “Nemausus”.

Os antigos também construíram pequenas barragens como a de Sadd-el-Kafara, no Egito, com 12 metros de altura, cujas ombreiras ainda existem. Apesar de terem sido capazes de construir essas obras, as civilizações antigas baseavam-se em concepções incorretas, e às vezes absurdas, do ciclo hidrológico. De forma geral, os filósofos antigos não acreditavam que a água proveniente da chuva fosse suficiente para realimentar os cursos d'água e os aquíferos. Platão imaginava a existência de uma grande massa d'água subterrânea, chamada “*Tartarus*”, que seria a origem de todas as fontes e nascentes. Aristóteles, por sua vez, propugnava a existência de cavernas subterrâneas nas quais o calor do interior da Terra provocava a ascensão de volumes de água até a superfície, vindo

alimentar as nascentes dos rios. O arquiteto romano Marcus Vitruvius Pollio (100 AC), em sua coleção *De Architectura Libri Decem*, foi o primeiro a advogar uma concepção do ciclo hidrológico que, embora ainda equivocada, aproximava-se da concepção atual.

- Período de Observação (1400-1600)

Embora sem nenhuma quantificação para as diversas variáveis envolvidas, Leonardo da Vinci (1425-1519) foi o primeiro a propor uma concepção pluvial do ciclo hidrológico, conforme a atual, e a realizar estudos sobre a salinidade dos oceanos. Posteriormente, o francês Bernard de Palissy (1580) escreveu livros sobre a teoria pluvial do ciclo hidrológico e a origem da água subterrânea.

- Período de Medições (1600-1700)

Pierre Perrault (1674) usou instrumentos rudimentares para obter uma série de 3 anos de observações de chuva e vazão na bacia do rio Sena, na França. Concluiu que a vazão deste rio, na localidade de Aigny-le-Duc, representava cerca de 1/6 da precipitação sobre a bacia. Edmé Mariotte (1620-1684) mediu a vazão do rio Sena, utilizando flutuadores. Edmund Halley (1687) estimou a evaporação do mar Mediterrâneo. Por estes feitos, credita-se a Perrault, Mariotte e Halley o estabelecimento das bases para o desenvolvimento da hidrologia moderna.

- Período de Experimentação (1700-1800)

Desenvolvimento da hidráulica dos escoamentos permanentes; equações de Bernoulli e Chézy. Tubo de Pitot. Medições de descarga pelo processo área-velocidade.

- Período de Modernização (1800-1900)

Equação de Darcy. Criação de redes hidrométricas e hidrometeorológicas em diversos países.

- Período de Empirismo (1900-1930)

Utilização de fórmulas empíricas para explicar a variabilidade de precipitações e vazões.

- Período de Racionalização (1930-1950)

Desenvolvimento do hidrograma unitário e de metodologias para a hidráulica de poços em regime não-permanente, análise sedimentológica e análise hidrometeorológica.

- Período de Teorização (após 1950)

Desenvolvimento de modelos não-lineares para a transformação chuva-vazão. Modelos hidrológicos. Uso de computadores para a simulação dos processos do ciclo hidrológico.

1.4 HIDROLOGIA E ENGENHARIA

Do ponto de vista da engenharia, a hidrologia apresenta-se como disciplina essencial ao planejamento, projeto e operação de estruturas que visam aproveitar a água como um recurso ou atenuar os efeitos de seu excesso ou escassez.

A utilização dos recursos hídricos para atividades como abastecimento urbano, irrigação, geração de energia e navegação fluvial pressupõe a quantificação de diversas variáveis do ciclo hidrológico,

bem como de suas respectivas variabilidades, com o objetivo de obter-se a vazão do curso d'água para fins de projeto e operação das estruturas hidráulicas envolvidas.

As obras de alteração do regime hidrológico, como os reservatórios de acumulação, e estruturas de controle e drenagem de enchentes - diques, muros de contenção, bueiros e vertedores - são exemplos de medidas necessárias para a atenuação da escassez ou excesso de água que dependem diretamente de estudos hidrológicos.

Os estudos hidrológicos realizados para empreendimentos de engenharia de recursos hídricos fornecem respostas a questões típicas como:

- trata-se de um planejamento viável técnica, social e economicamente?
- qual é o volume de água necessário?
- qual é a disponibilidade de água?
- quais são os usos prioritários da água?
- o projeto é viável sob os aspectos técnicos e econômicos?
- as estruturas de controle de cheias estão dimensionadas de forma a minimizar os riscos de catástrofes associadas a enchentes?
- qual é a melhor regra operacional para as estruturas hidráulicas existentes?

1.5 O CICLO HIDROLÓGICO

A circulação contínua e a distribuição da água sobre a superfície terrestre, subsolo, atmosfera e oceanos é conhecida como ciclo hidrológico. A radiação solar e a gravidade são os principais agentes que governam os processos do ciclo hidrológico, os quais se encontram ilustrados esquematicamente na Figura 1.2. Existem seis processos básicos no ciclo hidrológico: evaporação, precipitação, infiltração, transpiração, escoamentos superficial e subterrâneo. Os mecanismos que regem o ciclo hidrológico são concomitantes. Portanto o ciclo não apresenta início nem fim.

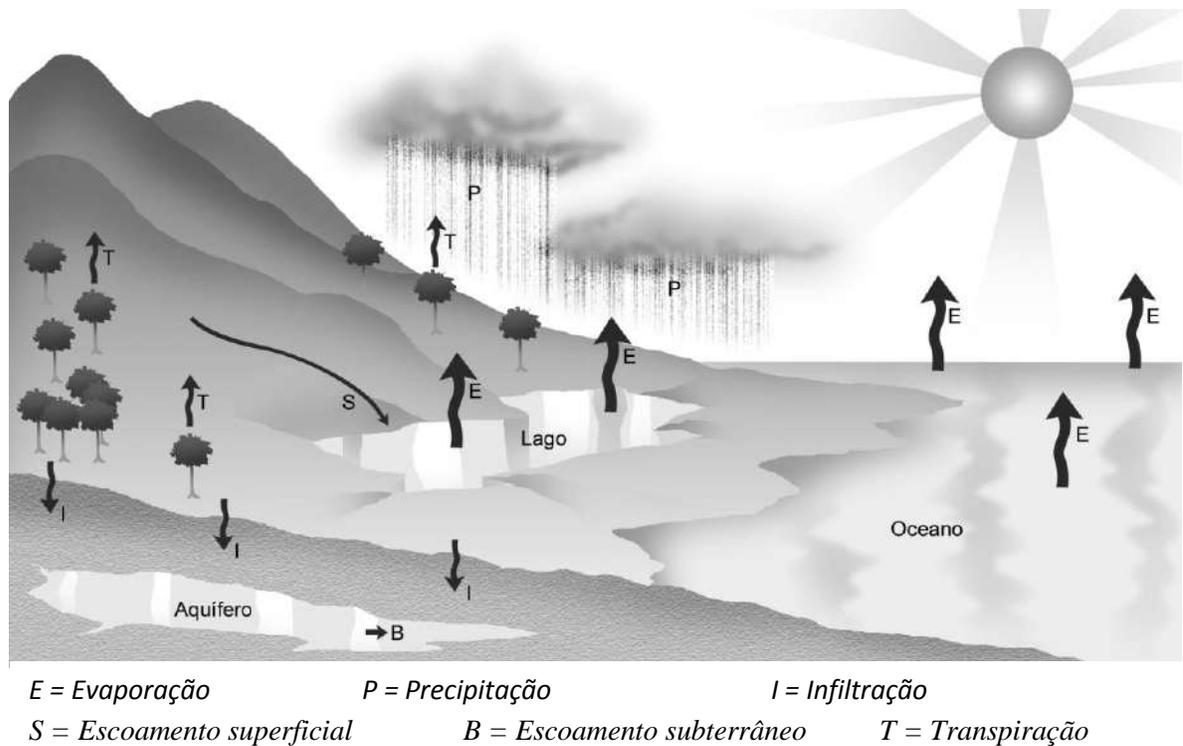


Figura 1.2 – O Ciclo Hidrológico

Sob o efeito da radiação solar, a **evaporação** ocorre a partir das superfícies de água formando uma massa de ar úmido. O resfriamento deste ar úmido provoca a condensação do vapor e a formação de minúsculas gotas de água, as quais, prendem-se a sais e partículas higroscópicas, presentes na atmosfera, dando origem a nuvens e outras formas de nebulosidade. O choque entre as gotículas em suspensão provoca o seu crescimento, tornando-as suficientemente pesadas para se precipitarem sob a forma de chuva (ou neve, ou granizo ou orvalho).

As gotas de chuva iniciam então a segunda fase do ciclo hidrológico, a **precipitação**, a qual pode variar em intensidade de uma estação para outra, ou de uma região para outra, a depender das diferenças climáticas no tempo e espaço.

Parte da precipitação pode ser recolhida pela folhagem e troncos da vegetação e não atinge o solo. A esse armazenamento de água dá-se o nome de **intercepção** ou **interceptação**, grande parte do qual retorna à atmosfera sob forma de vapor, através da energia fornecida pela radiação solar. A parte da precipitação que atinge o solo pode infiltrar para o subsolo, escoar por sobre a superfície ou ser recolhida diretamente por cursos e corpos d'água. As fases de **infiltração** e **escoamento superficial** são inter-relacionadas e muito influenciadas pela intensidade da chuva, pela cobertura vegetal e pela permeabilidade do solo.

Parte da água que se infiltra fica retida em poros na camada superior do solo pela ação da tensão capilar. Essa umidade retida no solo pode ser absorvida pelas raízes da vegetação ou pode sofrer

evaporação. Outra parte do volume infiltrado pode formar o escoamento sub-superficial através das vertentes e camadas mais superficiais do solo. O restante da água de infiltração irá percolar para as camadas mais profundas até encontrar uma região na qual todos os interstícios do solo estarão preenchidos por água. Essas camadas de solo saturado com água são chamadas aquíferos e repousam sobre substratos impermeáveis ou de baixa permeabilidade. O **escoamento subterrâneo** em um aquífero pode dar-se lateralmente e, eventualmente, emergir em um lago ou mesmo sustentar a vazão de um rio perene em períodos de estiagem.

Se a chuva exceder a capacidade máxima de infiltração do solo, esse excesso irá inicialmente se acumular em depressões e, em seguida, formar o escoamento superficial. Esse ocorre através de trajetórias preferenciais, sulcos, ravinas, vales e cursos d'água, os quais finalmente irão desaguar nos mares e oceanos. Nesse trajeto da água superficial, podem ocorrer mais uma vez perdas por infiltração e evaporação, conforme as características de relevo e umidade presente no solo.

O ciclo hidrológico completa-se pelo retorno à atmosfera da água armazenada pelas plantas, pelo solo e pelas superfícies líquidas, sob a forma de vapor d'água. Quando essa mudança de fase tem origem em superfícies líquidas dá-se o nome de **evaporação** simplesmente. A planta¹, por sua vez, absorve a água retida nas camadas superiores do solo através de seu sistema radicular, utilizando-a em seu processo de crescimento. A **transpiração** é a fase pela qual as plantas devolvem para a atmosfera a água que absorveram do solo, expondo-a a evaporação através de pequenas aberturas existentes em sua folhagem denominadas estômatos. O conjunto dos processos de evaporação da água do solo e transpiração é conhecido por **evapotranspiração**. Numa escala continental, cerca de 25% do volume d'água que atinge o solo alcança os oceanos na forma de escoamento superficial e subterrâneo, ao passo que 75% volta à atmosfera por evapotranspiração.

O volume total de água na Terra é estimado em 1460 milhões de quilômetros cúbicos e encontra-se distribuído de forma bastante desequilibrada entre rios, aquíferos, oceanos e lagos. A Tabela 1.1, adaptada de Nace (1981), apresenta as estimativas do balanço global do volume de água, sua distribuição e os respectivos tempos de residência. Observe que volume de água subterrânea, embora represente quase a totalidade da água doce não congelada existente no globo terrestre, pode demorar até alguns milhares de anos para ser completamente renovado.

¹ “As plantas podem absorver água em toda a sua superfície, mas a maior parte do suprimento vem do solo. Nas plantas superiores, a absorção ocorre por meio das raízes, órgãos especializados. As plantas inferiores não as possuem. Por isso dependem da absorção direta, através de órgãos acima do solo.”

(Larcher, 1986, p.231)

Tabela 1.1 - Balanço Hídrico Global (Nace, 1981)

Fonte	Volume (10 ⁶ km ³)	Volume (%)	Tempo de Residência
Mares e oceanos	1370	94	4000 anos
Lagos e reservatórios	0,13	< 0,01	10 anos
Pântanos	< 0,01	< 0,01	1-10 anos
Rios	< 0,01	< 0,01	2 semanas
Umidade do solo	0,07	< 0,01	2 semanas - 1 ano
Água subterrânea	60	4	2 semanas - 10000 anos
Geleiras	30	2	10-10000 anos
Água atmosférica	0,01	< 0,01	10 dias
Água biosférica	< 0,01	< 0,01	1 semana

1.6 O BALANÇO HÍDRICO

Considerando os seis processos principais do ciclo da água, pode-se fazer uma estimativa das quantidades de água que passam por cada uma destas etapas. Esta quantificação provém da aplicação do princípio da conservação da massa, cuja formulação representa a lei fundamental da hidrologia ou equação do balanço hídrico. Esta é uma mera expressão da equação da continuidade aplicada ao ciclo hidrológico em uma bacia hidrográfica - ou em uma determinada região - e define a relação entre os fluxos de água que entram (Q_e) e que saem (Q_s) de um sistema definido no espaço e o volume armazenado ΔV , durante um intervalo de tempo Δt :

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = \bar{Q}_e - \bar{Q}_s \quad (1.1)$$

Supondo os instantes de tempo inicial e final t_1 e t_2 respectivamente, a equação 1.1 poderá ser escrita como

$$\frac{V_2 - V_1}{\Delta t} = \frac{\bar{Q}_{e_1} + \bar{Q}_{e_2}}{2} - \frac{\bar{Q}_{s_1} + \bar{Q}_{s_2}}{2} \quad (1.2)$$

Para uma bacia hidrográfica, os componentes do armazenamento (V_2 e V_1) serão os correspondentes ao **volume de superfície** V_S (incluindo os volumes armazenados em rios, canais, lagos, reservatórios e depressões), ao **volume de subsolo** V_B (incluindo a umidade do solo e o volume armazenado em aquíferos) e ao **volume interceptação** V_{IT} . Geralmente, a variação do volume de água interceptada pela vegetação é muito baixo, não sendo considerado significativo relativamente à variação dos volumes superficial e subterrâneo. Uma vez fixado um certo intervalo de tempo, a vazão de entrada (Q_e) poderá ser representada pelo volume de **precipitação** P . Da mesma forma, a vazão de saída (Q_s) poderá ser a soma dos volumes correspondentes ao **escoamento superficial** S , aos escoamentos **sub-superficial** e **subterrâneo** B , à **evaporação** E , à **transpiração** T e à **infiltração** I , no intervalo de tempo em questão. Logo em unidades volumétricas a equação 1.2 pode ser expressa como

$$\Delta V_S + \Delta V_B = V_S(t_2) - V_S(t_1) + V_B(t_2) - V_B(t_1) = P - S - B - E - T - I \quad (1.3)$$

Os termos da evaporação e da transpiração podem ser substituídos pelo termo da **evapotranspiração ETP**. A equação 1.3 também pode ser desmembrada para representar o balanço hídrico acima e abaixo da superfície. Indicando a parcela **acima da superfície** pelo subscrito **S**, a equação resume-se em

$$\Delta V_S = P - S - E_S - T_S - I = P - S - ETP_S - I \quad (1.4)$$

Analogamente, indicando a parcela **abaixo da superfície** pelo subscrito **B**, tem-se

$$\Delta V_B = I - B - E_B - T_B = I - B - ETP_B \quad (1.5)$$

Da mesma forma que essas equações podem ser aplicada a bacias hidrográficas, elas podem ser modificadas para representar o balanço hídrico de um reservatório, ou de um trecho de rio, ou mesmo de uma superfície impermeável, desde que os termos pertinentes sejam considerados. Como exemplo, considere o problema de determinação do volume de escoamento superficial resultante de um **evento chuvoso isolado**. Nesse caso, suponha que não houve alteração significativa do armazenamento subterrâneo e que $V_S(t_1)=0$. O escoamento sub-superficial **B** deve-se à infiltração **I** e, portanto, a equação 1.3 torna-se

$$S = P - I - E - T - V_S(t_2) \quad (1.6)$$

Para eventos isolados, as quantidades **E** e **T** são muito menores do que **P**, **I**, V_S e **S**, podendo ser desprezadas. Nesse caso,

$$S = P - I - V_S(t_2) \quad (1.7)$$

Essa equação indica que, o volume de escoamento superficial causado por um evento isolado de precipitação sobre uma bacia hidrográfica, pode ser obtido subtraindo-se do total de chuva, a soma do volume infiltrado e do volume superficial eventualmente utilizado ou desviado da bacia **durante a duração da ocorrência**. As unidades nesse caso são alturas equivalentes, ou milímetros de água uniformemente distribuídos sobre a área da bacia hidrográfica. No caso do escoamento superficial **S**, essa altura equivalente (em mm ou cm) sobre a área de drenagem é denominada **deflúvio superficial** ou, simplesmente, **deflúvio**.

Exercício resolvido 1.1: Cálculo do deflúvio - Considere uma vazão média anual de $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ em uma bacia hidrográfica com área de 100 Km^2 . Qual é o deflúvio correspondente à essa bacia?

Solução - Conforme descrito acima o deflúvio é a altura equivalente (mm ou cm) a uma vazão distribuída uniformemente sobre uma área. Logo:

$$S = \frac{Q \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right)}{A (\text{m}^2)} \times 86400 \times 365 (\text{s}) = \frac{1,5}{10^6} \times 86400 \times 365 = 0,473 \text{ m} = 473 \text{ mm}$$

Exercício resolvido 1.2: Balanço Hídrico - Durante o mês de Julho de 1981, a afluência média ao reservatório de Três Marias foi de $430 \text{ m}^3/\text{s}$. No mesmo período, a CEMIG operou o reservatório liberando para jusante uma vazão de $250 \text{ m}^3/\text{s}$ para atendimento à navegação, sendo que a geração de energia elétrica consumiu uma vazão adicional de $500 \text{ m}^3/\text{s}$. A precipitação mensal na região foi de apenas 5 mm, enquanto a média histórica de evaporação da superfície do lago vale 110 mm. Sabendo que no início do mês o NA do reservatório era 567,03 m, calcular o NA no fim do mês, dada a relação cota-área-volume a seguir. Despreze as perdas por infiltração e calcule a precipitação efetiva (precipitação-evaporação) sobre o lago com base no NA de 567,03 m. Fazer interpolação linear na relação cota-área-volume.

Reservatório de Três Marias - Relação Cota-Área-Volume

NA (m)	Volume (10^9 m^3)	Área do reservatório (km ²)
565,00	12,729	912
565,50	13,126	933
566,00	13,527	953
566,50	13,929	974
567,00	14,331	995
567,50	14,733	1018
568,00	15,135	1040

Solução – De acordo com o enunciado do problema tem-se os seguintes dados:

$$Q_e = 430 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_s = 250 \text{ m}^3/\text{s} + 500 \text{ m}^3/\text{s} = 750 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$P = 5 \text{ mm}$$

$$E = 110 \text{ mm}$$

$$NA_i = 567,03 \text{ m}$$

$$t = 31 \text{ dias}$$

Logo, substituindo estes valores na equação 1.3, obtêm-se uma equação cujas incógnitas são o volume no início do mês e a área

$$V_{Na}^F - V_{Na}^I = (P - E) \times A + [(Q_e - Q_s) \times 86400 \times 31] \Leftrightarrow m^3 = mm \times m^2 + \frac{m^3}{s} \times s$$

$$V_{Na}^F - 567,03 = (0,005 - 0,110) \times A + [(430 - 750_s) \times 86400 \times 31]$$

Com o auxílio da relação Cota-Área-Volume, dada na tabela acima, utiliza-se o recurso da interpolação linear para obter a área e o volume no início do mês

$$(567,50 - 567,00) \times (1018 - A) = (567,50 - 567,03) \times (1018 - 995) \Rightarrow A = 996,38 \text{ Km}^2$$

$$(567,50 - 567,00) \times (14,733 - V_{Na}^I) = (567,50 - 567,03) \times (14,733 - 14,331) \Rightarrow V_{Na}^I = 14,35512 \times 10^9 \text{ m}^3$$

Substituindo estes valores calculados obtêm-se

$$V_{Na}^F - 14,35512 \times 10^9 = (0,005 - 0,110) \times 996,38 \times 10^6 + [(430 - 750_s) \times 86400 \times 31] = 13,4980 \times 10^9 m^3$$

Mas, o problema pede o NA no fim do mês e não o volume final. Logo, fazendo uma outra interpolação linear obtêm-se

$$(13,527 - 13,126) \times (566,00 - NA_f) = (13,527 - 13,393) \times (566,00 - 565,50) \Rightarrow NA_f = 565,83m$$

1.7 DADOS HIDROLÓGICOS

A quantificação das diversas fases do ciclo hidrológico, das suas respectivas variabilidades e de suas inter-relações, requer a coleta sistemática de dados básicos que se desenvolvem no tempo e no espaço. As respostas aos diversos problemas de hidrologia aplicada serão tão mais corretas, quanto mais longos e precisos forem os registros de dados hidrológicos. Esses podem compreender dados climatológicos, pluviométricos, fluviométricos, evaporimétricos, sedimentométricos e outros, obtidos em instalações próprias, localizadas em pontos específicos de uma região, em intervalos de tempo pré-estabelecidos. Os conjuntos dessas instalações (ou postos) constituem as redes hidrométricas e/ou hidrometeorológicas, cujas manutenção e densidade são essenciais para a qualidade dos estudos hidrológicos.

Atualmente no Brasil, as principais entidades produtoras de dados hidrométricos e hidrometeorológicos são a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), cuja rede é operada pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), e o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET); com a criação recente da ANA (Agência Nacional de Água), a expectativa é que a rede hidrométricas e/ou hidrometeorológicas da ANEEL passe a ser de responsabilidade dessa nova agência. Outras redes acessórias, de menor extensão, são mantidas por entidades como a Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA) e a Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG), entre outras. Algumas características e variáveis hidrológicas mais comumente medidas encontram-se listadas na Tabela 1.2, juntamente com suas respectivas unidades.

Tabela 1.2 - Características e Variáveis Hidrológicas - Unidades.

Variável	Característica	Unidade
Precipitação	Altura	mm, cm
	Intensidade	mm/h
	Duração	H, min
Evaporação/ETP	Intensidade	mm/dia, mm/mês
	Total	mm, cm
Infiltração	Intensidade	mm/h
	Altura	mm, cm
Escoamento superficial	Vazão	l/s, m ³ /s
	Volume	m ³ , 10 ⁶ m ³ , (m ³ /s).mês
	Altura equivalente (Deflúvio)	mm ou cm sobre uma área
Escoamento subterrâneo	Vazão	l/min, l/h, m ³ /dia
	Volume	m ³ , 10 ⁶ m ³

Dependendo do problema em questão, o ciclo hidrológico ou seus componentes podem ser tratados em diferentes escalas de tempo ou espaço. O globo é a maior escala espacial, enquanto a bacia hidrográfica, entendida como a área que drena todo o escoamento superficial para uma mesma seção fluvial específica, é a menor. Entre as duas figuram as escalas continental, regional e outras, a depender da conveniência para a análise hidrológica em questão. Geralmente, a maioria dos problemas relacionados à hidrologia aplicada são resolvidos na escala da bacia hidrográfica. Essa pode drenar desde uma pequena área de poucos hectares até uma área de alguns milhões de quilômetros quadrados. As escalas de tempo usadas em estudos hidrológicos podem variar desde uma fração da hora até um ou vários anos. As mais usuais são a hora, o dia, o mês e o ano; o intervalo de tempo utilizado para a coleta dos dados básicos muitas vezes determina a escala de tempo a ser usada na análise hidrológica.

Exercícios

1. Listar alguns projetos e empreendimentos na área de Engenharia de Recursos Hídricos no Estado de Minas Gerais.
2. Considerando-se que as reservas de água subterrânea são tão abundantes, por que elas não representam a principal fonte de abastecimento?
3. Qual é a razão da ocorrência dos fenômenos extremos de enchentes ou estiagens?
4. Por que alguns rios permanecem fluindo na época de estiagem?
5. Faça as seguintes transformações de unidades :
 - (a) $50 \text{ ha} = \text{_____} \text{ m}^2$
 - (b) $2000 \text{ ha} = \text{_____} \text{ km}^2$
 - (c) $2,52 \text{ m}^3/\text{s} = \text{_____} \text{ l/s}$
 - (d) $1 \text{ dia} = \text{_____} \text{ s}$
 - (e) $100 \text{ km}^2 = \text{_____} \text{ m}^2$
 - (f) $2,72 \text{ dias} = \text{_____} \text{ h}$
6. Se a vazão média anual de uma bacia hidrográfica de 200 km^2 é $1,67 \text{ m}^3/\text{s}$, qual é o deflúvio correspondente em mm?
7. Se ocorrer uma chuva de 30 mm durante 90 minutos sobre uma superfície impermeável de 3 km^2 , qual será a respectiva vazão média no período, em m^3/s ?
8. Na equação do balanço hídrico acima da superfície, em que condições o termo ΔV_S pode vir a ser nulo?
9. Quais as variáveis hidrológicas mais importantes envolvidas no balanço hídrico de :
 - (a) reservatórios de acumulação
 - (b) lagos
 - (c) irrigação
 - (d) trecho de um rio.

10. Qual é a função dos cursos de água (rios, córregos, ribeirões) no ciclo hidrológico ?
11. Considere o balanço hídrico simplificado de uma superfície retangular impermeável de 3 km de largura e 10 km de comprimento, sobre a qual ocorreu uma precipitação de 50 mm durante 2 horas. Sabendo que a vazão média no ponto de saída da superfície foi de $10 \text{ m}^3/\text{s}$, calcule a variação de volume entre os instantes inicial e final. O volume do reservatório de escoamento superficial aumentou ou diminuiu ? Por quê ?
12. Com relação ao exercício 11, em quanto tempo a superfície recuperaria o nível de armazenamento inicial após a chuva, se a vazão no ponto de saída variou no tempo, conforme a tabela abaixo

Intervalo de tempo (horas)	Vazão média no intervalo (m^3/s)
0 - 1	10,0
1 - 2	9,00
2 - 4	8,00
4 - 8	6,00
acima de 8	5,00

13. Em um determinado ano, uma bacia hidrográfica de 25900 km^2 de área de drenagem, recebeu 500 mm de precipitação. A vazão média anual na seção fluvial que drena essa área foi de $170 \text{ m}^3/\text{s}$. Estime a quantidade de água correspondente à evapotranspiração da bacia durante o período.
14. A evaporação anual de um lago com superfície de 15 km^2 é de 1500 mm. Determinar a variação do nível do lago durante um ano, se nesse período a precipitação foi de 950 mm e a contribuição dos tributários foi de $10 \text{ m}^3/\text{s}$. Sabe-se também que naquele ano foi retirada do lago uma descarga média de $5 \text{ m}^3/\text{s}$ para irrigação de culturas, além de uma captação de $165 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ para refrigeração de uma unidade industrial.
15. Em um determinado ano, os seguintes dados hidrológicos foram observados em uma bacia de 350 km^2 de área de drenagem: precipitação total: 850 mm, evapotranspiração: 420 mm, deflúvio superficial: 225 mm. Calcule o volume de água infiltrada em m^3 , desprezando as variações de armazenamento dos reservatórios superficial e subterrâneo.
16. Visite o site hidroweb (<http://hidroweb.aneel.gov.br>) e obtenha os dados de vazões diárias de 01/01/1973 a 31/12/1973 da estação fluviométrica de código 60235005. Transporte os dados para uma planilha eletrônica e faça um gráfico entre vazões em ordenadas e dias em abscissas.

2. BACIAS HIDROGRÁFICAS

2.1 Definições Básicas

Uma bacia hidrográfica é uma unidade fisiográfica, limitada por divisores topográficos, que recolhe a precipitação, age como um reservatório de água e sedimentos, defluindo-os em uma seção fluvial única, denominada seção exutória ou exutório. Os divisores topográficos, ou **divisores de água**, são as cristas das elevações do terreno que separam a drenagem da precipitação entre duas bacias adjacentes (Fig. 2.1).

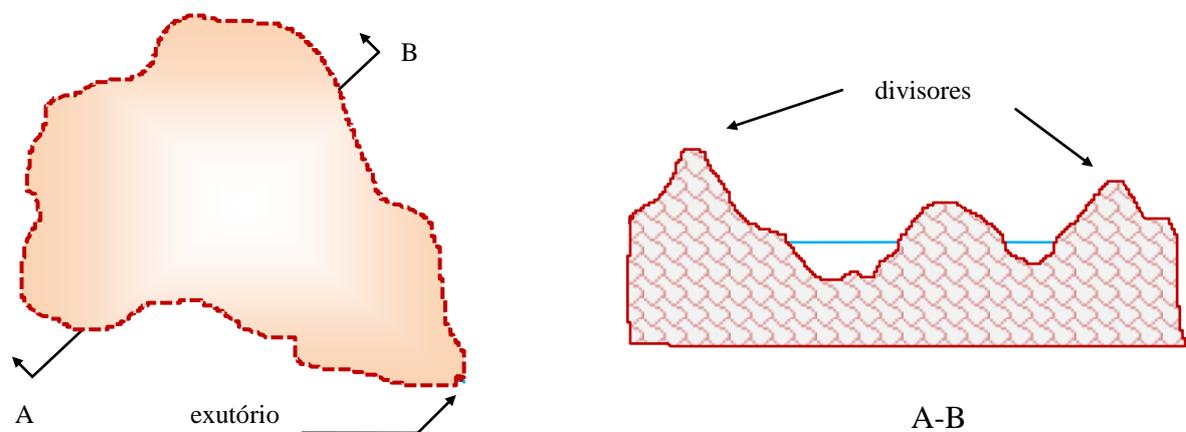


Figura 2.1 - Bacia Hidrográfica

Uma bacia hidrográfica é constituída por bacias menores, chamadas de tributárias ou sub-bacias. Dessa forma, a bacia do rio Arrudas é uma sub-bacia do rio das Velhas, que por sua vez é uma sub-bacia do rio São Francisco. As sub-bacias lançam as suas descargas de água e sedimentos em suas respectivas seções exutórias, constituindo os componentes de um sistema fluvial seqüencialmente mais complexo e diversificado (Fig. 2.2).

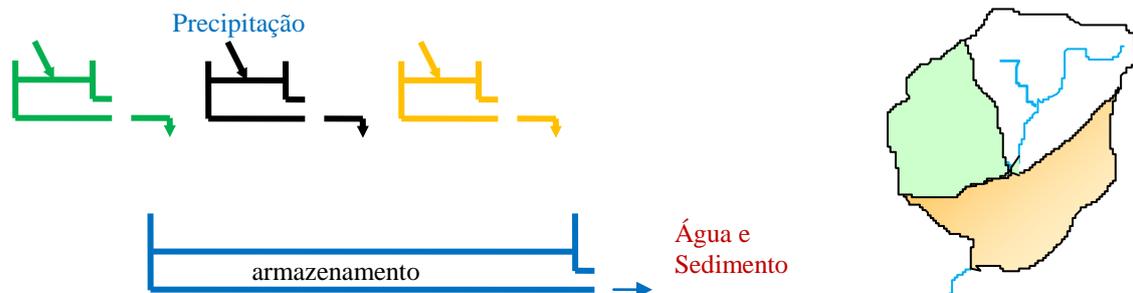


Figura 2.2 - Bacias e Sub-Bacias.

2.2 A Individualização de uma Bacia Hidrográfica

Uma bacia hidrográfica é individualizada pelos seus divisores de água e pela sua rede de drenagem. Essa individualização pode ser feita por meio de fotografias aéreas, imagens de satélite ou, mais comumente, através de mapas topográficos. Os **divisores de água** de uma bacia são representados por uma linha fechada **ortogonal** às curvas de nível do mapa, desenhada a partir do exutório até as maiores cotas ou elevações (Fig. 2.3).

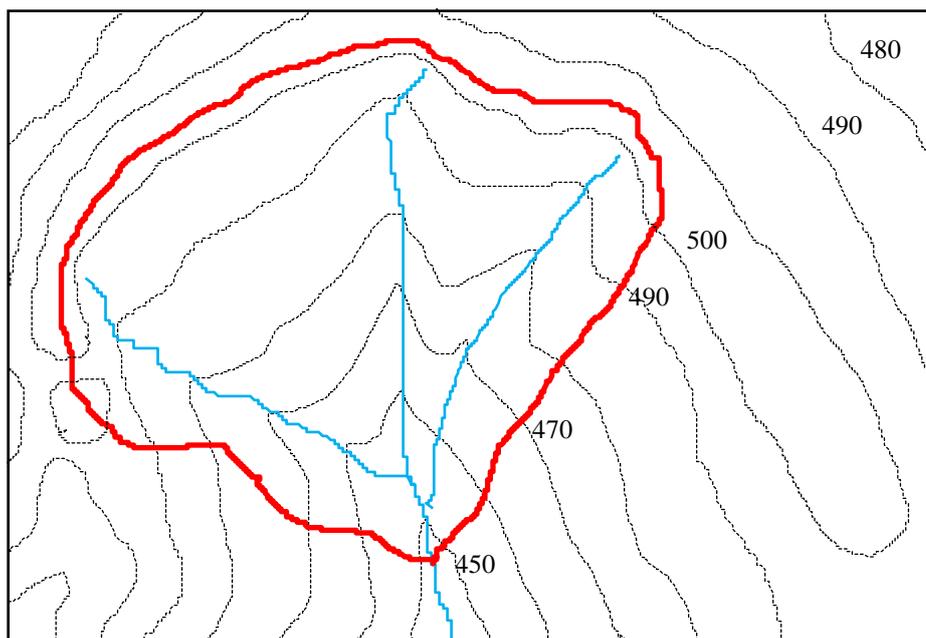


Figura 2.3 - Os Divisores de Água e a Rede de Drenagem de uma Bacia Hidrográfica

A rede de drenagem de uma bacia hidrográfica é formada pelo rio principal e pelos seus tributários, constituindo-se em um sistema de transporte de água e sedimentos. Os constituintes da rede de drenagem de uma bacia podem ser delineados a partir de mapas topográficos, porém, os seus detalhes são altamente dependentes da escala utilizada. A arquitetura de uma rede de drenagem pode ser mais bem entendida através das diversas propostas de **classificação** ou **ordenação** dos cursos d'água. A pioneira entre elas é a classificação de Horton, segundo a qual todo afluente que não possui tributários é considerado um rio de **primeira ordem**. Quando dois afluentes de primeira ordem se juntam, eles formam um rio de segunda ordem. A confluência desses formam um rio de terceira ordem e assim por diante. Depois que todos os rios são ordenados, ao rio de maior comprimento atribui-se a maior ordem. Horton demonstrou haver uma correlação

importante entre a ordem de um rio e seu comprimento. Strahler modificou ligeiramente a classificação de Horton, omitindo a etapa final de identificação do rio de maior comprimento e a respectiva atribuição da ordem mais alta. A classificação de Strahler é uma das mais usadas e um exemplo de sua aplicação acha-se ilustrado na Figura 2.4.

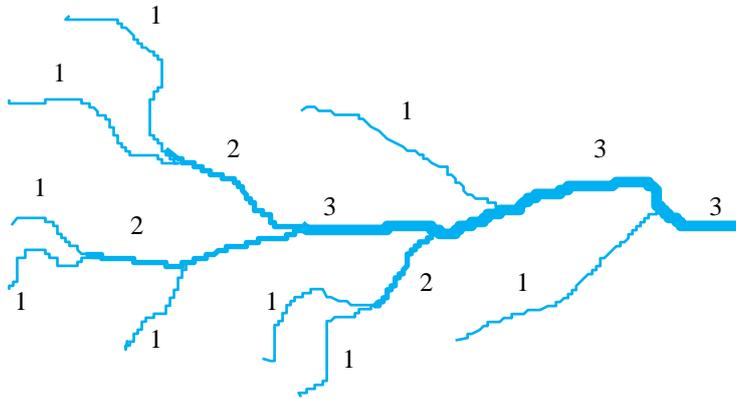


Figura 2.4 - Classificação dos Cursos d'Água segundo Strahler.

2.4 O Escoamento Superficial em uma Bacia Hidrográfica

Uma bacia hidrográfica é um sistema que integra subsistemas de relevo e drenagem. Uma parcela da chuva que se abate sobre a área da bacia, parcela essa chamada **precipitação efetiva**, escoam superficialmente a partir das maiores elevações do terreno, formando enxurradas em direção aos vales, transformando energia potencial em energia cinética. Esses vales concentram esse escoamento em córregos, riachos e ribeirões, os quais confluem e formam o rio principal da bacia. O volume de água que passa pela seção exutória na unidade de tempo é a **vazão** ou **descarga** da bacia, simbolizada por Q . Na sequência de um evento chuvoso significativo, a vazão Q varia com o tempo; a forma como essa variação se dá é uma característica de cada bacia. O gráfico de $Q(t)$ com t , ao longo de uma ocorrência chuvosa isolada, é chamado **hidrograma** e encontra-se esquematicamente representado na Figura 2.5. As áreas que contribuem para a formação da vazão Q vão se estendendo desde aquelas mais adjacentes aos cursos d'água até as mais distantes, delineando as características da parte ascendente A-B do hidrograma. Se a extensão espacial e a duração da chuva forem suficientemente grandes, todos os pontos da bacia irão contribuir, concentrando a totalidade do escoamento superficial no exutório.

Nesse ponto, forma-se um estado de equilíbrio na bacia e a vazão Q encontra-se em seu ponto máximo - a vazão de pico Q_{\max} ; se a precipitação efetiva continuar com a mesma intensidade, a vazão ficará estacionária nesse ponto máximo. Caso contrário, as áreas de contribuição irão diminuir gradativamente, iniciando a fase descendente B-C do hidrograma.

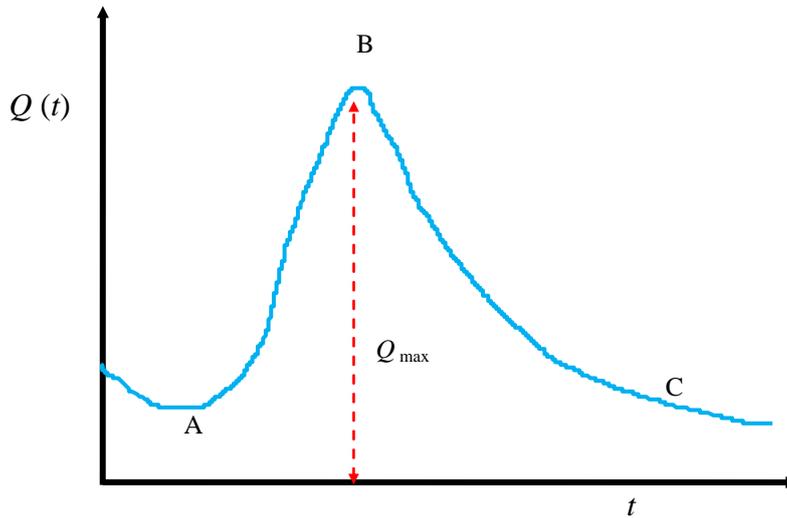


Figura 2.5 - O Hidrograma de uma Bacia.

As vazões de uma bacia dependem de fatores climáticos e geomorfológicos. A intensidade, a duração, a distribuição espaço-temporal da precipitação sobre uma bacia, bem como a evapo-transpiração, estão entre os fatores climáticos e serão estudados em capítulos subseqüentes. Desconsiderando momentaneamente a influência desses fatores, pode-se dizer que um hidrograma sintetiza a forma pela qual uma bacia hidrográfica atua como um reservatório, distribuindo a precipitação efetiva ao longo do tempo. O hidrograma possui vazões e tempos característicos, os quais são produtos típicos, resultantes das propriedades fisiográficas da bacia em questão. A influência sobre o hidrograma de índices morfométricos e características, como extensão, forma, distribuição de relevo, declividade, comprimento do rio principal, densidade de drenagem, cobertura vegetal, tipo e uso do solo, encontram-se descritas a seguir.

2.5 A Área de Drenagem de uma Bacia Hidrográfica

A **área de drenagem** de uma bacia hidrográfica é a área da projeção vertical da linha fechada dos divisores de água sobre um plano horizontal. Pode ser medida em mapas

topográficos através de planímetros e é expressa em unidades como hectares (ha) ou quilômetros quadrados (km²).

Em geral, quanto maior a área de uma bacia, maior é o escoamento superficial e, por conseguinte, maiores são as vazões. Entretanto, uma bacia de maior área de drenagem terá um armazenamento temporário também maior, determinando um tempo de resposta à precipitação relativamente mais longo e vazões de pico relativamente mais atenuadas. Assim, para duas bacias diferentes, a menor de área A_P e vazão de pico Q_P e a maior de área A_G e vazão de pico Q_G , submetidas às mesmas intensidades de precipitação e demais condições influentes, pode-se geralmente escrever que:

$$\frac{Q_P}{A_P} > \frac{Q_G}{A_G} \quad (2.1)$$

Uma maneira mais geral de se expressar a equação 2.1, ao largo de uma região, é

$$Q_{pico} = a A^b ; \quad b < 1 \quad (2.2)$$

Nessa equação, os coeficientes a e b podem ser estimados a partir da análise estatística dos dados de vazões de pico Q_{pico} , observados em bacias hidrográficas de diferentes áreas de drenagem A .

2.5 A Forma de uma Bacia Hidrográfica

A forma de uma bacia hidrográfica é delineada pela projeção vertical da linha fechada dos divisores de água sobre um plano horizontal. Uma descrição quantitativa da forma de uma bacia pode ser dada pela seguinte expressão:

$$K_f = \frac{A}{L^2} \quad (2.3)$$

onde K_f é o **coeficiente de forma**, A é a área de drenagem em km² e L é o comprimento do rio mais longo em km. Um coeficiente de forma próximo ou maior de que 1 indica que a bacia é arredondada, enquanto que para $K_f < 1$ a bacia tem forma mais alongada. Outra descrição quantitativa é

$$K_c = \frac{0,282 P}{\sqrt{A}} \quad (2.4)$$

na qual K_c é o **coeficiente de compacidade**, P é o perímetro da bacia em km e A é a área em km². Para uma bacia perfeitamente circular, o coeficiente de compacidade é igual a 1; para uma bacia alongada, K_c é significativamente superior a 1.

De maneira geral, pode-se afirmar que uma bacia arredondada, com $K_f \geq 1$ ou $K_c \cong 1$, possui uma resposta relativamente mais rápida, concentrando o escoamento de forma mais efetiva em sua seção exutória. Conseqüentemente, o hidrograma resultante terá um ponto máximo relativamente maior do que uma bacia mais alongada. Entretanto, outros fatores, como relevo, cobertura vegetal, densidade de drenagem ou a combinação entre eles, desempenham um papel também importante na formação do hidrograma de uma bacia.

2.6 A Drenagem de uma Bacia Hidrográfica

Os padrões da rede de cursos d'água que drenam o escoamento superficial de uma bacia hidrográfica variam enormemente. Esses padrões sintetizam a maneira pela qual as características geológicas, de solo, relevo e vegetação da bacia influenciaram a constante ação erosiva do escoamento da água em direção ao mar, ao longo do tempo geológico. Geralmente, quanto mais intrincada e complexa é a rede de drenagem, maior será a sua eficácia na concentração do escoamento superficial no exutório da bacia. Um índice quantitativo dessa característica fisiográfica é a **densidade de drenagem**, denotada por D_d , e dada pela seguinte expressão:

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A} \quad (2.5)$$

onde $\sum L_i$ representa a extensão total de todos os cursos d'água existentes na bacia, em km, e A é a área de drenagem em km^2 . Os cursos d'água existentes na bacia e suas extensões são obtidos em mapas topográficos e são dependentes da escala utilizada; de fato, um mapa na escala 1:50.000 mostrará muito mais detalhes da rede de drenagem do que outro na escala 1:250.000. Se duas bacias tiverem suas densidades de drenagem obtidas em um mesmo mapa, pode-se afirmar que aquela que tiver o maior índice será mais efetiva em termos da rapidez com que concentra o escoamento superficial no exutório, estando ela mais sujeita a inundações e vazões de pico relativamente maiores.

2.7 A Vegetação e o Solo em uma Bacia Hidrográfica

A presença de uma cobertura vegetal importante em uma bacia hidrográfica afeta não só a proporção com que a precipitação se transforma em escoamento superficial, como também a velocidade com que esse é transportado à rede de drenagem. As influências mais notáveis são sobre as parcelas da interceptação e evapo-transpiração, ou, em outras palavras, sobre o volume de água retida na folhagem e troncos, bem como sobre o volume de água que volta à atmosfera sob a ação do sistema de raízes da vegetação, respectivamente. Além disso, o sistema radicular de uma planta causa pequenas fissurações no solo, tornando-o mais poroso, porém menos sujeito a desagregações estruturais, facilitando dessa forma a infiltração. Quando uma bacia sofre desmatamento ou é parcialmente urbanizada, tem-se menores perdas por interceptação, evapo-transpiração e infiltração, e, portanto, uma maior disponibilidade de água para escoamento superficial. Esse, por sua vez, processa-se em lâminas d'água de maior profundidade, escoando sobre um terreno menos permeável e hidraulicamente menos rugoso. As conseqüências são um maior volume de escoamento superficial, um menor tempo de resposta da bacia e uma maior vazão de pico. Como resultado desse processo, a erosão se intensifica, carreando um maior volume de sólidos às calhas fluviais, lagos e reservatórios, diminuindo as áreas de suas respectivas seções transversais, provocando, assim, transbordamentos e inundações mais freqüentes.

A camada superficial de solo, por sua vez, afeta principalmente as etapas de infiltração e percolação do ciclo hidrológico em uma bacia. As características de permeabilidade e porosidade do solo determinam o volume de água que se infiltra e o volume de água que fica retido por capilaridade, respectivamente. Uma bacia com solos predominantemente arenosos permitirá maior infiltração e percolação, e menor disponibilidade para escoamento superficial, relativamente a uma bacia com solos silte-argilosos. Porém, a primeira terá um menor volume de água retida por capilaridade, o qual pode ser eventualmente utilizado para evapo-transpiração. Esses assuntos serão abordados em maior detalhe nos capítulos referentes à infiltração e água subterrânea.

2.8 O Rio Principal de uma Bacia Hidrográfica

O rio principal de uma bacia hidrográfica é geralmente considerado como aquele de maior comprimento, usualmente denotado por L , o qual pode ser medido em mapas topográficos através de curvímetros. Os perfis longitudinais dos cursos d'água mostram um decréscimo relativo de sua declividade à medida que seguem sua trajetória em direção ao mar, transformando-se de riachos de montanha em rios de grande porte (Fig. 2.6). A declividade do rio principal de uma bacia é uma medida representativa de seu relevo e muito utilizada em diversos estudos hidrológicos. Para rios que apresentam um perfil longitudinal razoavelmente uniforme, pode-se estimar sua declividade, dividindo-se a diferença entre as cotas máxima e mínima do perfil pelo comprimento do talvegue; denota-se essa medida da declividade por S_1 e as unidades podem ser m/km ou m/m. Entretanto, uma medida mais representativa da declividade de um rio, representada por S_2 na Figura 2.7, é dada pela inclinação constante da reta, traçada de forma tal que suas interseções com o perfil definam as áreas equivalentes A_1 e A_2 .

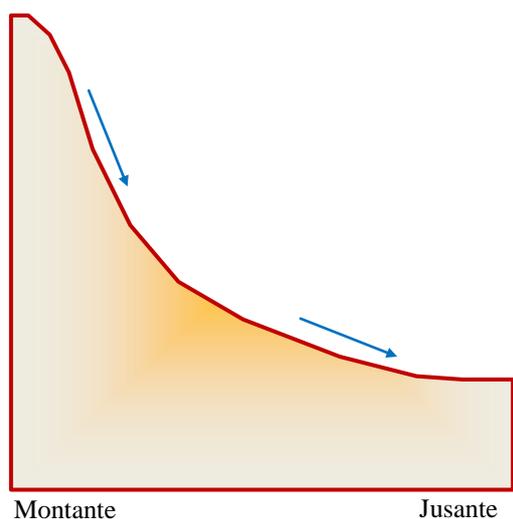


Figura 2.6 - Perfil Longitudinal Típico de um Curso d'Água.

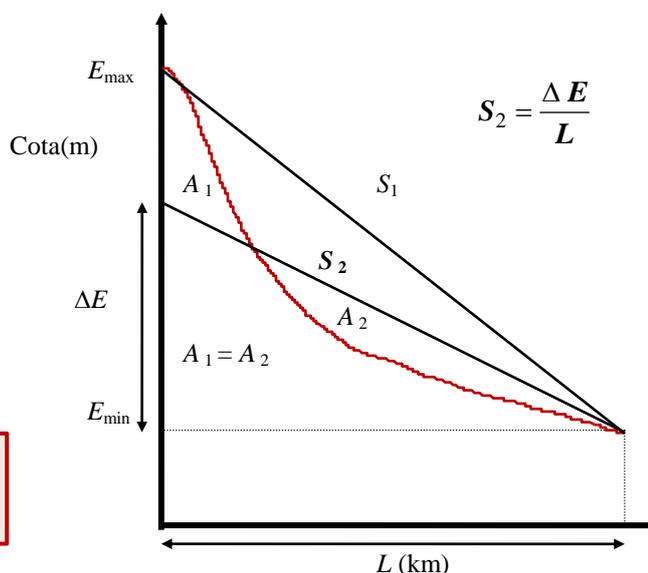


Figura 2.7 - Declividades S_1 e S_2 de um Curso d'Água.

2.9 O Relevo de uma Bacia Hidrográfica

O relevo tem grande efeito sobre a velocidade do escoamento superficial e sobre a erodibilidade de uma bacia hidrográfica. O índice quantitativo S_B , representativo da característica mais importante do relevo - a **declividade da bacia**, pode ser obtido superpondo-se uma malha ao mapa topográfico da bacia, conforme indicado na Figura 2.8.

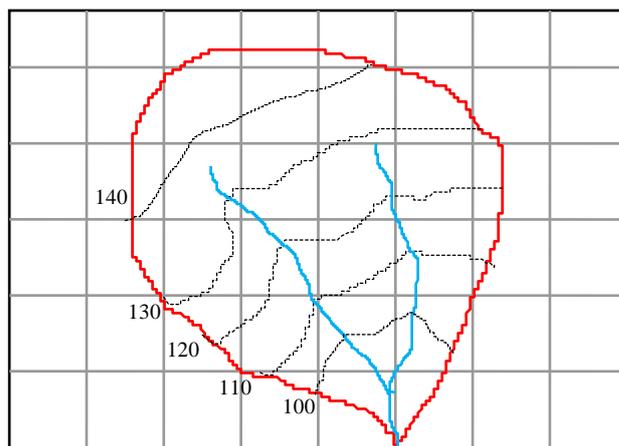


Figura 2.8 - Malha Superposta ao Mapa Topográfico de uma Bacia Hidrográfica.

O intervalo entre as curvas de nível deve ser constante e igual a h . O comprimento de cada linha horizontal da malha é medido entre suas interseções com os **divisores de água**; a soma dos segmentos de reta para todas as linhas horizontais é representada por L_h . Faz-se o mesmo com as linhas verticais e obtém-se L_v . Em seguida, o número de interseções de cada linha horizontal com as **curvas de nível** é obtido e designa-se a soma de todas as interseções horizontais por N_h . Faz-se o mesmo para as linhas verticais e obtém-se N_v . A declividade da bacia será dada pela seguinte expressão :

$$S_B = \frac{S_v + S_h}{2}; \text{ com } S_v = \frac{N_v h}{L_v} \text{ e } S_h = \frac{N_h h}{L_h} \quad (2.6)$$

Uma análise mais geral sobre o relevo de uma bacia é fornecida pela **curva hipsométrica**. Essa é uma curva que mostra a variação da cota (ou elevação) com a subárea da bacia com cotas iguais ou superiores àquela em questão. Referindo-se à Figura 2.8, pode-se construir a Tabela 2.1 medindo-se, através de um planímetro, as subáreas entre as curvas de nível (segunda coluna da tabela). Dividindo esses valores pela área total da bacia e multiplicando o resultado por 100, obtém-se a terceira coluna da Tabela 2.1, a qual representa a porcentagem da área de drenagem, cujas cotas são limitadas pelo intervalo da

primeira coluna. Acumulando-se esses valores, obtém-se a quarta coluna da Tabela 2.1, que representa a porcentagem da área da bacia com cotas iguais ou superiores às indicadas na primeira coluna. Lançando os valores dessas duas colunas em um gráfico, obtém-se a curva hipsométrica correspondente (Fig. 2.9).

Tabela 2.1 - Cálculos para a Curva Hipsométrica.

Cota (m)	Área (km ²)	Ponderação W_i	Acumulado ΣW_i
> 140	A_1	$W_1=100 (A_1/A)$	W_1
130-140	A_2	W_2	W_1+W_2
120-130	A_3	W_3	...
110-120	A_4	W_4	...
100-110	A_5	W_5	...
< 100	A_6	W_6	100
Total	A	100	-----

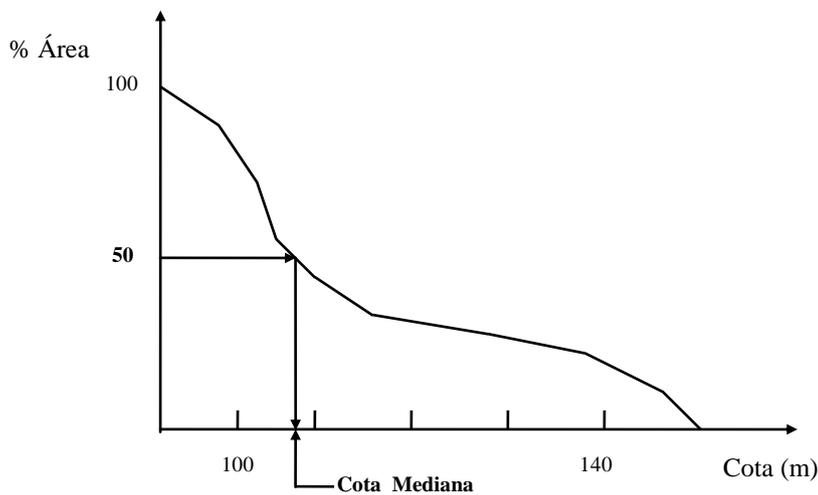


Figura 2. 9 - Exemplo de Curva Hipsométrica.

Exercícios

1. Com relação ao mapa em escala 1:50.000, da Figura 2.10 a seguir, pede-se :
 - a) identificar a linha fechada dos divisores de água da bacia correspondente à seção exutória, indicada pela letra A;
 - b) desenhar em papel milimetrado um corte transversal pela parte mais larga da bacia; e
 - c) ordenar os cursos d'água conforme a classificação de Strahler.

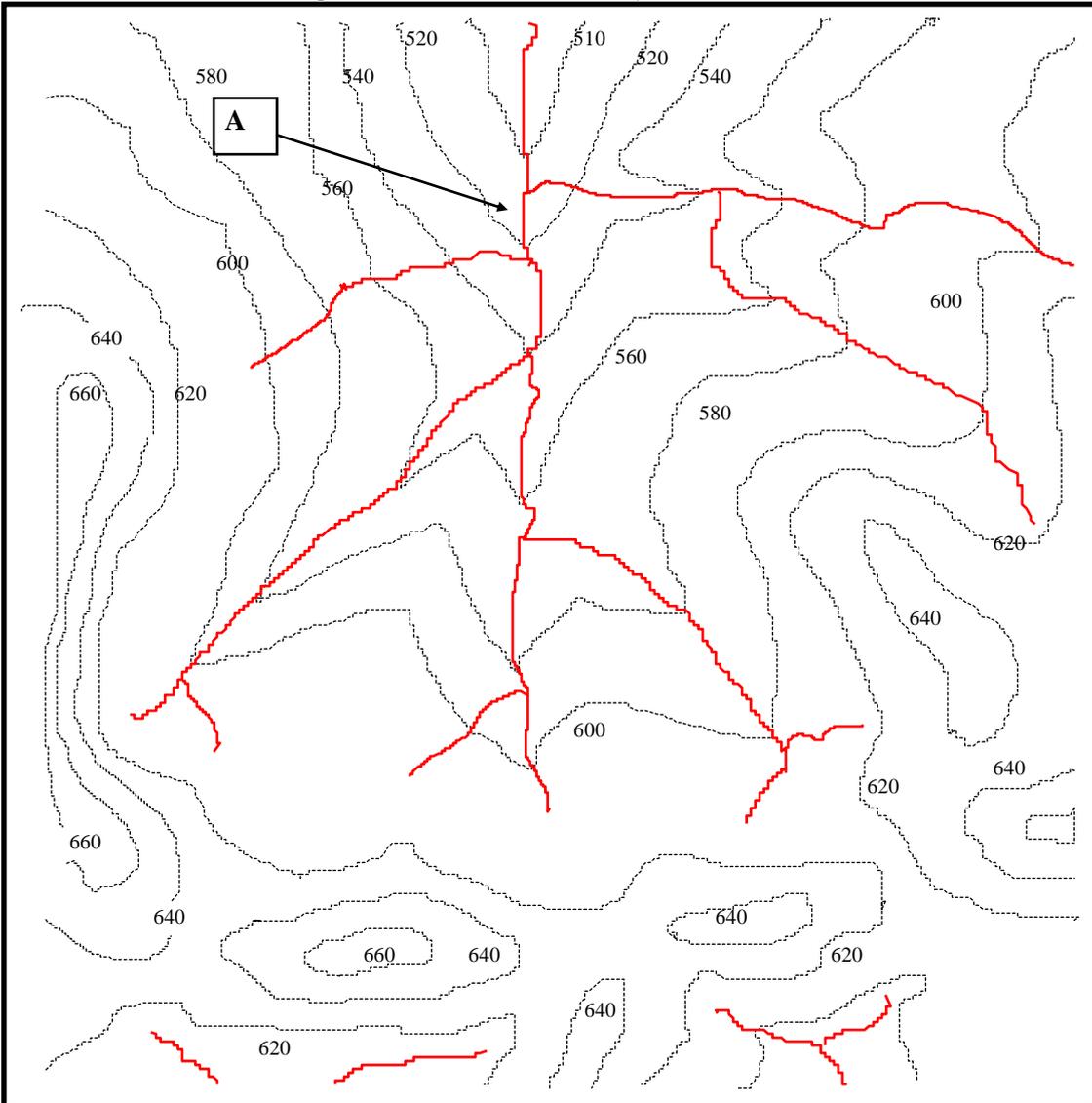


Figura 2.10 - Mapa Topográfico na Escala 1:50.000.

2. Ainda com relação ao mapa da Figura 2.10, pede-se :
 - a) utilizar papel quadriculado, sobreposto ao mapa, e calcular a área de drenagem na seção exutória A;
 - b) calcular e analisar os índices de forma e compacidade da bacia em A;

- c) calcular a densidade de drenagem da bacia em A;
- d) fazer um gráfico do perfil longitudinal do rio principal até a seção A;
- e) calcular as declividades S_1 e S_2 do rio principal;
- f) calcular a declividade da bacia S_B ;
- g) desenhar a curva hipsométrica da bacia; e
- h) calcular a cota mediana da bacia.

3. Apresentar as devidas conversões de comprimentos e áreas nas escalas a seguir :

escala 1:1.000.000 → 5 cm = _____ km 2 cm² = _____ km²

escala 1:500.000 → 1 cm = _____ km 5 cm² = _____ km²

escala 1:250.000 → 2 cm = _____ km 5 cm² = _____ km²

escala 1:100.000 → 2 cm = _____ km 1 cm² = _____ km²

- 4. Demonstre matematicamente que, para uma bacia perfeitamente circular, o coeficiente e de compacidade é igual a 1. Calcule também o coeficiente de forma.

- 5. Suponha que um incêndio florestal destruiu completamente a densa cobertura vegetal que antes existia em uma bacia hidrográfica. Esboce graficamente os hidrogramas correspondentes às situações anterior e posterior ao incêndio, supondo estar a bacia submetida ao mesmo evento chuvoso e às mesmas condições antecedentes de umidade do solo, nos dois casos.

- 6. A cidade de Belo Horizonte localiza-se na bacia do rio Arrudas e vem expandindo-se com grande rapidez. A expansão da cidade implica em novos loteamentos, abertura de novas ruas, terraplenos e impermeabilização de extensas áreas. Analise os impactos dessa crescente urbanização nas vazões do rio Arrudas. E o problema da erosão ? Que medidas seriam necessárias para atenuar esses impactos ?

- 7. Na equação 2.2, por que o expoente b é menor do que 1?

3. NOÇÕES SOBRE A ATMOSFERA TERRESTRE

3.1 O Planeta Terra

A Terra possui características únicas entre os planetas do sistema solar e, talvez, entre os corpos celestes do universo. As mais importantes são a abundância da água em estado líquido e a atmosfera rica em oxigênio. Para entender a forma pela qual as características do planeta afetam os diversos processos do ciclo hidrológico, é necessário considerar a forma e os movimentos da Terra, bem como a composição de sua atmosfera.

A Terra tem o volume de 1083.10^9 km^3 , distribuído segundo uma forma assemelhada a um elipsóide de revolução ligeiramente achatado nos pólos. Essa forma única do planeta é conhecida por **geóide** (Figura 3.1), com raio equatorial de 6.378,160 km e raio polar de 6.356,775 km, cuja superfície é constituída por cerca de 71% de área oceânica e 29% de área continental. A aceleração gravitacional exercida pela Terra varia de acordo com a localidade e altitude, possuindo os valores ao nível do mar de $9,780 \text{ m/s}^2$ sobre o Equador e $9,831 \text{ m/s}^2$ sobre os pólos. Para efeito de cálculos hidrológicos, essas diferenças são ignoradas e costuma-se adotar o valor de $9,8 \text{ m/s}^2$ para a aceleração da gravidade (Nace, 1981).

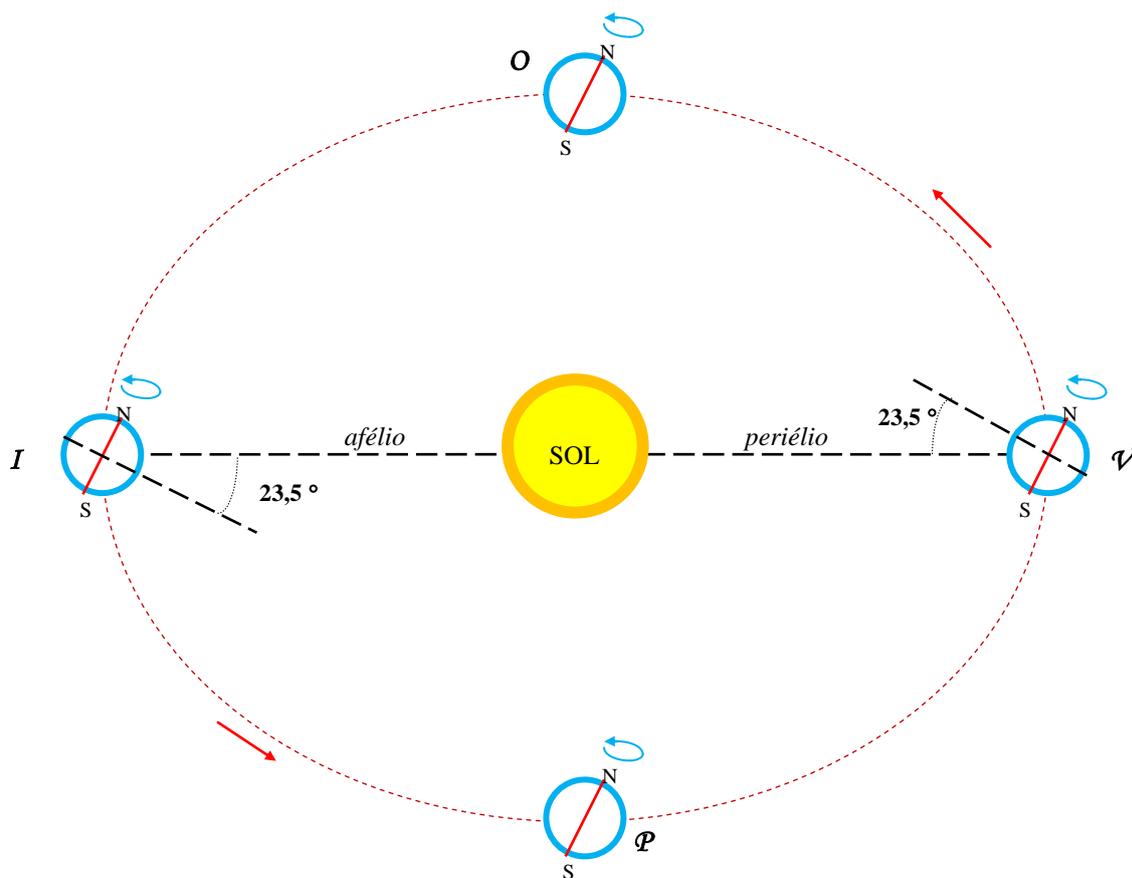


Figura 3.1 – Imagem composta do hemisfério ocidental da Terra (Fonte : http://visibleearth.nasa.gov/view_rec.php?id=174).

A Terra e sua atmosfera constituem um gigantesco sistema termodinâmico, cuja fonte de energia predominante é a radiação proveniente do Sol. O planeta executa diversos movimentos que afetam a distribuição da energia radiante do Sol ao largo de sua superfície, dando origem ao dia e à noite, às diversas estações do ano, às correntes atmosféricas e oceânicas, bem como aos diversos padrões climáticos existentes. Os principais movimentos terrestres são a rotação em torno de seu eixo polar e a revolução orbital ao redor do Sol. Uma rotação completa da Terra em torno de seu eixo requer um dia solar de 24 horas e processa-se em trajetória anti-horária, relativamente a um observador situado sobre o pólo norte; a rotação axial gera consideráveis diferenças no equilíbrio energético local, à medida que hemisférios opostos alternam-se em sua exposição à radiação do Sol. Como o dia solar varia continuamente ao longo do ano, devido a ligeiras variações da velocidade angular da Terra, é usual adotar-se o valor de 86.400 segundos como o **dia solar médio**.

A revolução orbital completa da Terra em torno do Sol faz-se em 365,242 dias solares médios, o que é usualmente chamado de “ano tropical”. Como o ano tropical excede o ano de 365 dias em cerca de 6 horas, convencionou-se adicionar o dia 29 de Fevereiro aos anos chamados bissextos, esses separados por 4 anos e numerados em múltiplos de 4. O plano da órbita terrestre ao redor do Sol é denominado plano da eclíptica. O eixo de rotação da Terra é inclinado em relação a esse plano de forma que o plano do Equador faz um ângulo de $23,5^\circ$ com a eclíptica (Figura 3.2). Essa configuração orbital causa o paralelismo do eixo de rotação da Terra em qualquer ponto de sua trajetória ao redor do Sol. Dessa forma, o **ângulo da radiação solar incidente** sobre qualquer ponto da superfície terrestre, assim como as durações do dia e da noite, variam sistematicamente ao longo de toda a órbita. Como exemplo, a duração do dia em Belo Horizonte varia entre 10,9 horas em Junho e 13,3 horas em Dezembro (Tubelis & Nascimento, 1980). As **estações do ano** são uma consequência da inclinação variável dos raios solares ao longo da órbita e, para o hemisfério norte, são opostas às do hemisfério sul, essas indicadas na Figura 3.2.

A trajetória da órbita terrestre descreve uma linha fechada ligeiramente **elíptica**. A distância mínima entre o Sol e a Terra é de $147,2 \cdot 10^6$ km, ocorrendo em Janeiro e determinando a posição orbital conhecida por periélio. Por outro lado, a distância máxima é de $152,1 \cdot 10^6$ km e ocorre em Julho (afélio). A pequena diferença entre as distâncias Terra-Sol, durante os



Ψ : solstício de verão no hemisfério sul (22-23 Dez); raios solares perpendiculares ao trópico de Capricórnio
 O: equinócio de outono no hemisfério sul (20-21 Mar); raios solares perpendiculares ao Equador
 I: solstício de inverno no hemisfério sul (21-22 Jun); raios solares perpendiculares ao trópico de Câncer
 Φ : equinócio de primavera no hemisfério sul (22-23 Set); raios solares perpendiculares ao Equador.

Figura 3.2 - Órbita da Terra em torno do Sol e Estações do Ano no Hemisfério Sul.

solstício de inverno nos respectivos hemisférios norte e sul, tem muito pouca influência nas condições climáticas mais rigorosas observadas nessa época do ano em terras setentrionais. Essas são atribuídas principalmente às diferentes distribuições dos continentes, situados no hemisfério norte em latitudes maiores do que seus correspondentes no hemisfério sul.

Sem constituir por si mesmo em um movimento do planeta, o **efeito da força de Coriolis** deve ser considerado por exercer enorme influência sobre as correntes oceânicas e atmosféricas. Ele é devido ao movimento de rotação da Terra e foi estudado pioneiramente pelo matemático francês Gaspard Gustave Coriolis. Esse efeito pode ser enunciado da seguinte forma: qualquer objeto ou fluido que se move no hemisfério norte tende a sofrer

uma deflexão para a direita de sua trajetória original, independentemente do ponto de partida e sentido dessa trajetória, exceção feita a movimentos horizontais ao longo da linha do Equador. Ocorre o mesmo no hemisfério sul, porém a deflexão é para a esquerda da trajetória. Essas deflexões são explicadas pela desigualdade entre as velocidades tangenciais de pontos situados em diferentes latitudes, a despeito da velocidade angular constante de $15^\circ/\text{hora}$. De fato, a velocidade tangencial de um ponto sobre o Equador é de 1700 km/h , enquanto que essa mesma velocidade decresce para 840 km/h para pontos sobre o paralelo 60° de latitude e zero nos pólos geográficos. O efeito da força de Coriolis, ou simplesmente efeito de Coriolis, pode ser visualizado mais facilmente através do esquema da Figura 3.3. Suponha que uma peça de artilharia esteja instalada sobre o pólo norte (ponto PN na Fig. 3.3) e que uma granada seja disparada em direção sul ao alvo A_i , o qual se acha alinhado uma estrela distante E, não solidária ao movimento de rotação da Terra. A granada iniciará o percurso ao longo da linha PN- A_i -E. Entretanto, o movimento de rotação da Terra leva o alvo para a posição A_n , trazendo o ponto B para a posição onde a granada explode. O granadeiro sobre o pólo norte terá a impressão que seu tiro desviou-se para a direita do alvo; o mesmo iria ocorrer se o alvo estivesse na direção oposta à exemplificada. Se a peça de artilharia estivesse agora sobre o pólo sul, o granadeiro observaria um efeito similar e oposto, ou seja, a granada desviar-se-ia para a esquerda da trajetória original. As deflexões provocadas pelo efeito de Coriolis são válidas não só para pontos situados sobre os pólos, mas para qualquer ponto sobre a Terra. Elas são nulas somente para objetos ou fluidos movendo-se horizontalmente ao longo do paralelo do Equador. O exemplo da peça de artilharia aplica-se a qualquer objeto que se move em relação à superfície terrestre, incluindo as **massas de ar e as correntes oceânicas**. O efeito de Coriolis na circulação atmosférica será visto em itens subseqüentes desse capítulo.

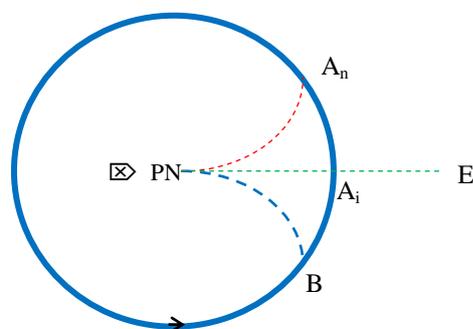


Figura 3.3 - Esquema para Visualização do Efeito de Coriolis.

3.2 A Atmosfera Terrestre

A atmosfera constitui uma película gasosa que envolve a Terra, sujeita a importantes variações de temperatura, pressão e outras grandezas influentes sobre os processos hidrometeorológicos. Mais da metade da massa atmosférica encontra-se abaixo da altitude 6 km, 90% dessa massa está abaixo de 15 km, 95% abaixo de 20 km e cerca de 99,9% abaixo dos primeiros 50 km. Em consequência, a pressão atmosférica decresce exponencialmente com a altitude. Entretanto, esse decréscimo varia em termos espaciais e temporais, fato devido às diferenças de densidade e composição das massas de ar em constante movimentação por sobre a superfície terrestre. Em termos médios, a pressão atmosférica a 5 km de altitude é a metade de seu valor ao nível do mar, decrescendo a cerca de 1/10 desse valor à altitude de 15 km.

A Figura 3.4 mostra a estrutura térmica vertical da atmosfera, com suas diversas estratificações. A troposfera contém grande parte da mistura atmosférica de ar, vapor d'água e partículas em suspensão. É nesse estrato térmico da atmosfera que ocorrem os

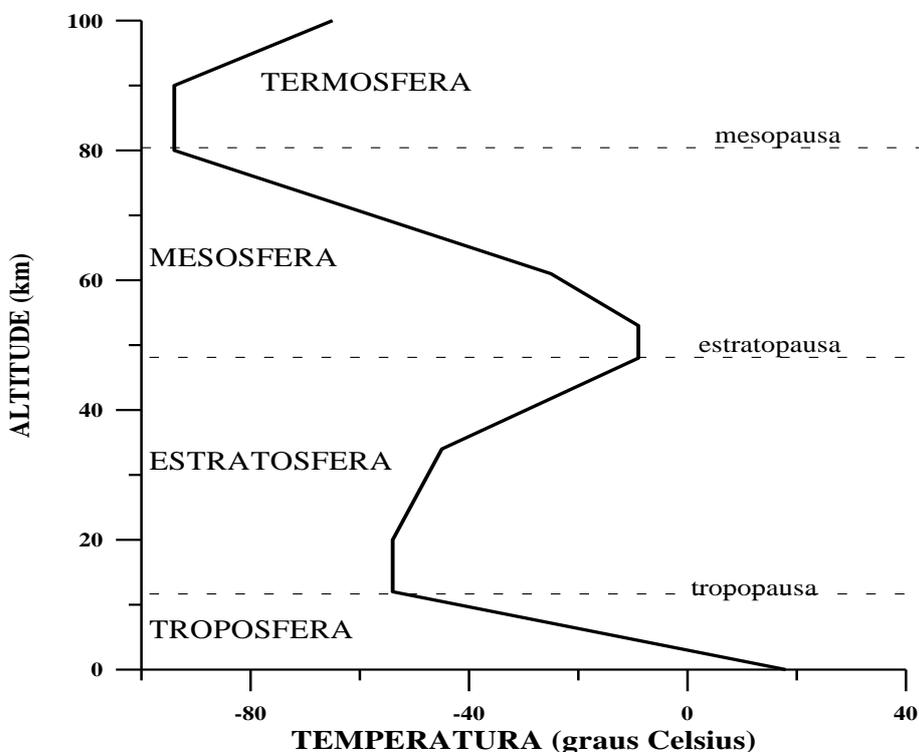


Figura 3.4 - Estrutura Térmica Vertical da Atmosfera.

fenômenos meteorológicos de maior relevância. A espessura da troposfera é maior sobre o Equador do que sobre os pólos e, no seu interior, a temperatura decresce com a altitude à razão média de 0,6 °C/100 m. A tropopausa indica o fim da troposfera e o início da estratosfera, na qual a temperatura aumenta com a altitude. Em altitudes entre 20 e 35 km, a estratosfera contém camadas rarefeitas do gás ozônio (O₃), cuja estrutura molecular é capaz de absorver a radiação solar ultravioleta que chega ao topo da atmosfera. Os estratos térmicos em altitudes superiores à estratosfera não exercem influência significativa sobre os processos hidrometeorológicos mais comuns.

A atmosfera é constituída por uma complexa mistura de gases, sólidos particulados em suspensão, partículas carregadas eletricamente e vapor d'água. Na troposfera, 1 m³ de ar seco contém de 76 a 78% de nitrogênio, de 20 a 21% de oxigênio, cerca de 0,9% de argônio, 0,03% de dióxido de carbono, além de concentrações ínfimas de alguns gases nobres. O conteúdo de vapor d'água pode variar de 0,02% sobre os desertos até valores próximos de 4% sobre as regiões tropicais úmidas. Essa composição do ar atmosférico é relativamente uniforme até a mesopausa. Na termosfera, as proporções de oxigênio e nitrogênio diminuem consideravelmente, indo a dar lugar a gases leves, como o hidrogênio e o hélio, nos altos níveis da atmosfera.

3.3 A Radiação na Atmosfera

Todas as trocas de energia entre a Terra e o restante do universo ocorrem por transferência de radiação eletromagnética. Quase a totalidade da energia que mantém o ciclo hidrológico e a circulação atmosférica provém da radiação solar. O Sol é uma esfera de plasma, de diâmetro aproximado de 1,4 milhões de quilômetros, composta por 70% de hidrogênio, 29% de hélio e 1% de outros gases. As moléculas desses gases estão sujeitas a temperaturas que variam desde 14.000.000 °K, no núcleo do Sol, até 5000 °K nas superfícies radiantes mais externas. Toda a energia solar é gerada pela fusão do hidrogênio em hélio, a qual ocorre com a liberação de radiação eletromagnética sob as formas de raios gama, raios X, luz visível, radiação infravermelha e ultravioleta.

A radiação eletromagnética pode ser considerada como um conjunto de ondas, viajando no vácuo à velocidade da luz de 300.000 km/s. Os comprimentos λ dessas ondas variam ao longo de uma faixa contínua, conhecida como **espectro eletromagnético**. A

Figura 3.5 mostra a parte do espectro eletromagnético de interesse para a discussão do balanço energético na atmosfera terrestre. A radiação eletromagnética costuma ser identi-

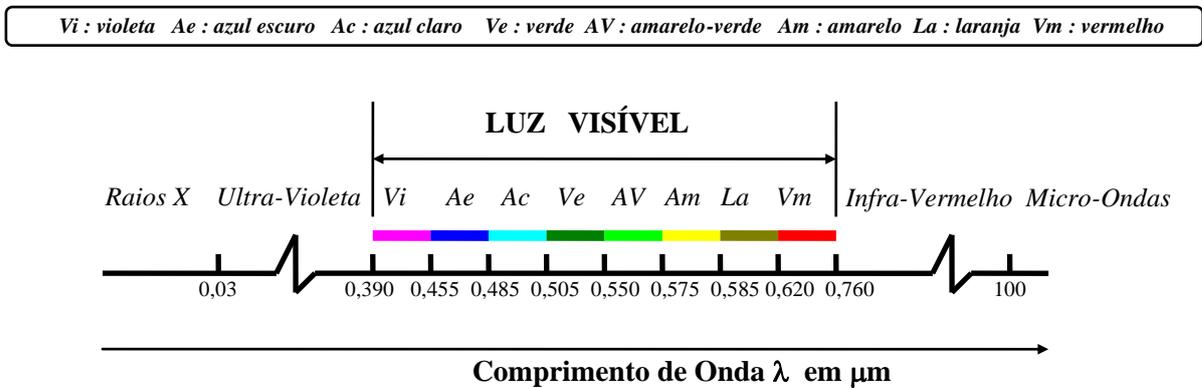


Figura 3.5 - Espectro da radiação Eletromagnética

cada pelos seus efeitos sobre seres vivos e objetos. Por exemplo, as células da retina do olho humano são sensíveis a comprimentos de onda entre 0,39 e 0,76 μm (luz visível), ao passo que os sensores de um satélite meteorológico são capazes de captar a radiação infravermelha emitida pela Terra.

O Sol é considerado um **corpo negro**, isto é ele absorve completamente a radiação incidente e emite a máxima energia possível para cada comprimento de onda, em todas as direções. Segundo a Física, a propriedade principal de um corpo negro é que a quantidade e o comprimento de onda da radiação por ele emitida é função única de sua temperatura. Uma consequência importante dessa propriedade é o fato de que a superfície radiante do Sol, estando a temperaturas entre 5000 e 6000 $^{\circ}\text{K}$, emite grande parte de sua radiação na faixa de **ondas curtas**, que vai da luz visível até o início da escala infravermelha do espectro eletromagnético. A Terra, também considerada um corpo negro, absorve a radiação solar incidente e a reemite de volta ao espaço. Entretanto, como a temperatura média da superfície da Terra é por volta de 255 $^{\circ}\text{K}$, a emissão se dá na faixa de **ondas longas**, com comprimentos de onda entre 4 e 100 μm (Wallace & Hobbs, 1977).

Ao atravessar a atmosfera terrestre, a radiação solar de ondas curtas é **atenuada** através de três processos. O primeiro é a **difusão** da radiação pelas moléculas dos diversos gases e partículas em suspensão presentes na atmosfera. Pode-se mostrar que a eficiência do processo de difusão é proporcional ao inverso da quarta potência do comprimento de

onda da radiação incidente. Dessa forma, na faixa da luz visível do espectro solar, a cor azul é mais eficientemente difundida do que a vermelha pelo fato de possuir um comprimento de onda menor. Esse fato explica a coloração azulada do céu (Tubelis & Nascimento, 1980). O segundo processo de atenuação corresponde à **absorção** seletiva da radiação solar incidente, conforme seus respectivos comprimentos de onda, por parte de alguns gases atmosféricos. Os principais absorvedores são o oxigênio, o ozônio, o dióxido de carbono e o vapor d'água. A radiação ultravioleta, por exemplo, é absorvida pelo ozônio existente na estratosfera, filtrando-a e assim evitando os efeitos nocivos advindos da exposição de seres humanos, animais e plantas a esses comprimentos de onda. Por outro lado, o vapor d'água e o gás carbônico absorvem a parte da radiação solar com comprimentos de onda superiores a $0,85 \mu\text{m}$, bem como a radiação de ondas longas emitida pela Terra, com $\lambda > 18 \mu\text{m}$. O terceiro processo de atenuação é a **reflexão e absorção** da radiação solar pelas **nuvens** e pela **superfície terrestre**.

Embora a quantidade de radiação solar recebida no topo da atmosfera seja relativamente constante ao longo do ano, é variável o ângulo de incidência dos raios solares com relação ao plano normal da superfície terrestre. Em função disso, têm-se as estações do ano e as diferenças climáticas regionais, com menor incidência de radiação solar sobre as maiores latitudes. A Figura 3.6 apresenta, de forma esquemática, o balanço anual de energia para todo o globo terrestre. Das 100 unidades de radiação solar incidente, 3 são absorvidas

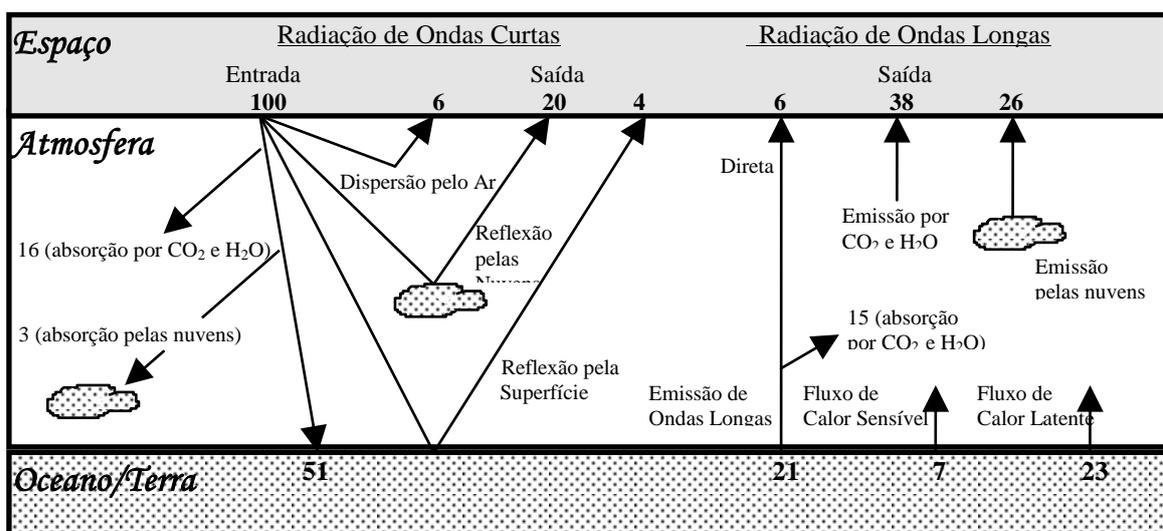


Figura 3.6 - Balanço Anual de Energia da Terra (adaptado de Wallace & Hobbs, 1977).

pelas nuvens e 16 pelo CO_2 e H_2O . Do restante, 30 são refletidas de volta ao espaço e 51 são absorvidas pela superfície terrestre. A Terra equilibra o balanço energético através de 21 unidades, emitidas sob a forma de ondas longas, e 30 unidades, sob a forma de fluxo de calor, essas últimas utilizadas para os mecanismos de condução e convecção térmicas na atmosfera (Wallace & Hobbs, 1977).

3.4 O Vapor d'Água na Atmosfera

A água ocorre na atmosfera em seus três estados físicos. O **vapor d'água** é **invisível** e não deve ser confundido com nuvens ou neblina, as quais contêm **gotículas de água** em suspensão. O vapor d'água tem a capacidade de absorver tanto a radiação solar de ondas curtas quanto a radiação terrestre de ondas longas. Dessa forma, o vapor d'água tem o importante papel de regulação da temperatura do ar e de manutenção do equilíbrio energético global da Terra. Se não existisse o vapor d'água atmosférico, o nosso planeta seria impróprio à vida humana, com temperaturas muito abaixo de zero grau centígrados.

A **lei de Dalton** afirma que numa mistura de gases, cada gás exerce uma pressão parcial, a qual independe das pressões parciais dos outros gases constituintes. Na atmosfera terrestre, a pressão parcial exercida pelo vapor d'água recebe o nome de **pressão ou tensão de vapor**. Geralmente, a pressão de vapor é denotada por e e expressa em unidades como milibares (mb) ou cm ou mm de mercúrio (cm/mm de Hg), constituindo-se em uma medida do conteúdo de vapor d'água do ar atmosférico. Sob pressão constante, a **quantidade máxima de vapor d'água** que um dado volume de ar atmosférico pode conter depende somente da **temperatura**. Nessas condições, a pressão parcial exercida pelo vapor d'água é chamada de **pressão de vapor de saturação (ou saturante)** e seu valor varia com a temperatura do ar. A curva da pressão de vapor de saturação e_s , em mb, em função da temperatura T , em $^{\circ}\text{C}$, acha-se ilustrada na Figura 3.7. Nesse gráfico, observe que se uma parcela de ar, inicialmente à temperatura T e pressão de vapor e , sofrer um resfriamento sob pressão constante até a temperatura T_0 , ela estará então saturada de vapor d'água. Qualquer resfriamento adicional provocará a condensação do vapor d'água presente na parcela. A essa temperatura T_0 , dá-se o nome de **temperatura do ponto de orvalho**. Por outro lado e ainda com relação à Figura 3.7, observe que, mantida a temperatura inicial T , a

parcela

de

ar

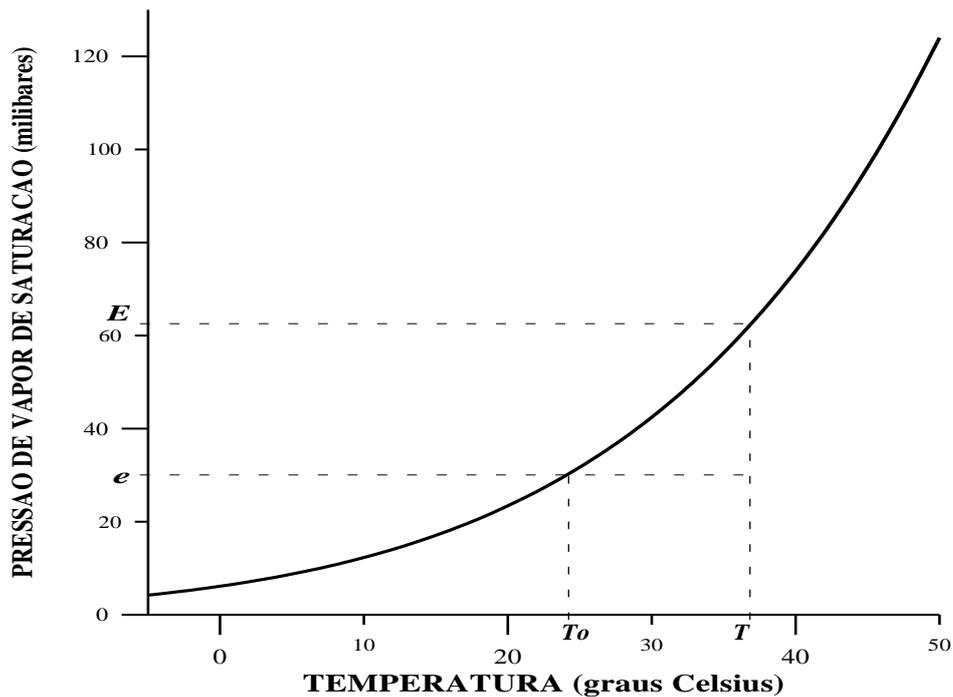


Figura 3.7 - Pressão de Vapor de Saturação versus Temperatura.

apresenta um “déficit de saturação”, correspondente à diferença ($E-e$) entre as pressões de vapor saturante e inicial. Define-se a **umidade relativa do ar**, denotada por U , como sendo a proporção, expressa em porcentagem, entre a quantidade de vapor d’água efetivamente presente no ar e aquela em condições de saturação. Formalmente,

$$U = 100 \frac{e}{E} \quad (3.1)$$

A umidade relativa varia com o tempo, localidade, altitude e temperatura, desde valores próximos de zero, nas áreas polares secas e frias, até cerca de 100% em áreas úmidas. Para um dado local, a umidade relativa pode **aumentar** seja através do **resfriamento** sob pressão constante ($T \rightarrow T_0$), ou através de **evaporação adicional** sob temperatura constante ($e \rightarrow E$), ou mesmo através da combinação dos dois processos. A umidade relativa pode ser medida através de aparelhos chamados **psicrômetros**. A Figura 3.8 mostra uma descrição esquemática do princípio de funcionamento desses aparelhos. Basicamente, o psicrômetro consta de 2 termômetros: um com o bulbo *constantemente úmido e ventilado* e o outro com o bulbo *seco*. A temperatura do ar ambiente T_s é medida no termômetro de bulbo seco. Devido à perda de calor latente de vaporização do bulbo úmido para o

ambiente, a temperatura medida nesse termômetro será T_u , inferior a T_s . A umidade relativa

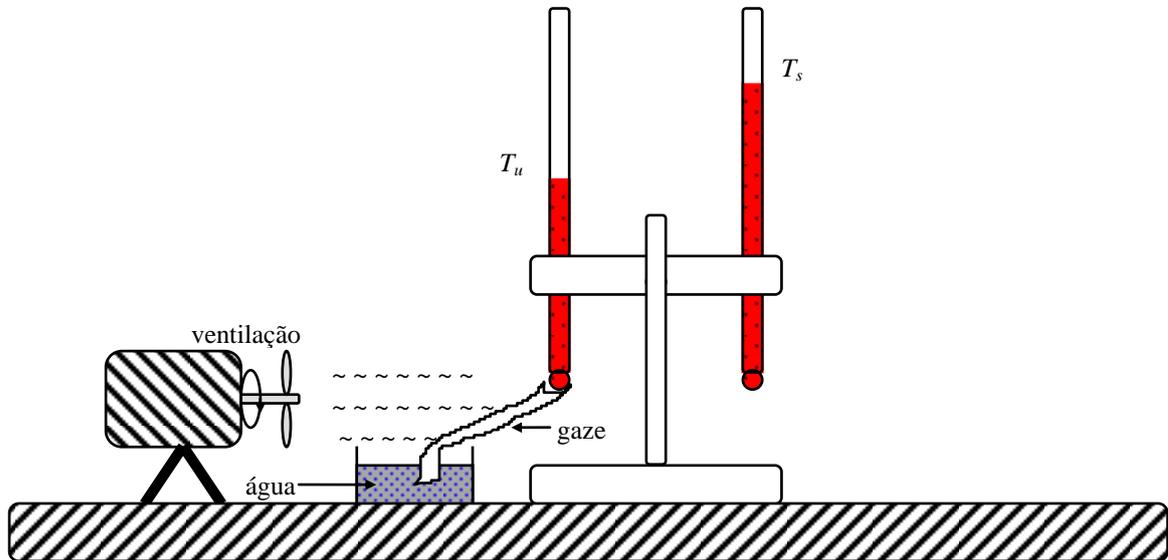


Figura 3.8 - Desenho Esquemático de um Psicrômetro.

do ar será dada por

$$U = 100 \left[1 - \frac{\gamma}{e_s} (T_s - T_u) \right] \quad (3.2)$$

onde as temperaturas são expressas em °C, e_s representa a pressão de vapor de saturação em mb, à temperatura T_s , e γ é a constante psicrométrica, a qual depende da pressão atmosférica e das condições de ventilação do bulbo úmido. Ao nível do mar e sob condições naturais de ventilação, o valor de γ é 0,662 mb/°C. Segundo Singh (1992), a pressão de vapor saturante e_s , em mb e à temperatura T_s entre -50 e 55 °C, pode ser aproximada pela seguinte expressão :

$$e_s \approx 33,8639 \left[\left(7,38 \cdot 10^{-3} T_s + 0,8072 \right)^8 - 1,9 \cdot 10^{-5} | 1,8 T_s + 48 | + 13,16 \cdot 10^{-4} \right] \quad (3.3)$$

Conhecendo-se a diferença $(T_s - T_u)$, a constante γ e $e_s(T_s)$, calcula-se U através da equação 3.2. Ainda segundo Singh (1992), a temperatura do ponto de orvalho T_0 (°C) de uma parcela de ar pode ser estimada a partir de U e da temperatura ambiente T (°C) através de

$$T - T_0 \cong (14,55 + 0,114 T) Q + [(2,5 + 0,007 T) Q]^3 + (15,9 + 0,117 T) Q^{14} \quad (3.4)$$

onde $Q=(1-U/100)$.

3.5 A Condensação do Vapor d'Água Atmosférico

O processo de condensação corresponde à passagem do vapor d'água à fase líquida, com liberação de calor latente de vaporização (583,2 cal/g a 25°). Quando a mudança de estado ocorre diretamente para a fase sólida, tem-se o processo de sublimação, com liberação dos calores latentes de fusão (80 cal/g) e vaporização. Esses dois processos geram a formação de nuvens, névoas, orvalho e geada.

A condensação do vapor d'água presente em uma parcela de ar inicia-se quando essa parcela torna-se saturada. Nesse ponto, a condensação ocorre sobre os chamados **núcleos de condensação**, os quais são partículas microscópicas em suspensão no ar, tais como sais higroscópicos e óxidos higroscópicos de enxofre e fósforo de origem urbana e industrial. A partir do instante em que se tornam ativos, os núcleos de condensação passam a aglutinar as moléculas de vapor d'água e a permitir a formação de gotículas de água, as quais são mantidas em suspensão na atmosfera dando origem a várias formas de nebulosidade. No interior das nuvens, o eventual aumento da massa e do diâmetro das gotículas em suspensão pode iniciar o processo de precipitação.

Uma massa de ar pode ser levada às (ou mantida em) condições de saturação através de seu resfriamento ou através do aumento de seu conteúdo de vapor d'água. Os dois processos encontram-se indicados na Figura 3.7. O primeiro refere-se à trajetória $T \rightarrow T_0$, mantida a pressão de vapor, e o segundo corresponde à trajetória $e \rightarrow E$, mantida a temperatura. O principal processo de formação de nuvens é o **resfriamento por expansão adiabática**, isto é sem troca de calor com o ambiente, associado à **ascensão** de uma massa de ar na atmosfera. Como a pressão atmosférica decresce com a altitude, a ascensão de uma massa de ar na atmosfera ocorre com a expansão de seu volume. Sendo o ar um mau condutor de calor e devido à grande velocidade com que o processo ocorre, a expansão se dá de forma adiabática e a expensas da redução de energia interna e temperatura da massa de ar. Esse resfriamento reduz a capacidade de retenção de vapor d'água na massa de ar, podendo atingir, eventualmente, a pressão de vapor de saturação.

Nessas condições, a condensação inicia-se em torno dos núcleos existentes, propiciando a formação de nuvens e outras formas de nebulosidade (Tubelis & Nascimento, 1980).

A ascensão de massas de ar na atmosfera pode ser causada pelo **relevo** (ou orografia), por **convecção térmica** ou pelo seu **encontro com outra massa de ar de diferente densidade**. No primeiro caso, o vento pode empurrar uma massa de ar sobre a encosta de uma serra, fazendo com que aquela sofra um deslocamento vertical e expansão de volume (Figura 3.9). A ascensão e resfriamento da massa de ar provocam o aumento de sua umidade relativa, podendo atingir a saturação, formar nuvens e eventualmente as chamadas **precipitações orográficas**. A altitude na qual se inicia o processo de condensação denomina-se **nível de condensação** e está indicada na Figura 3.9.

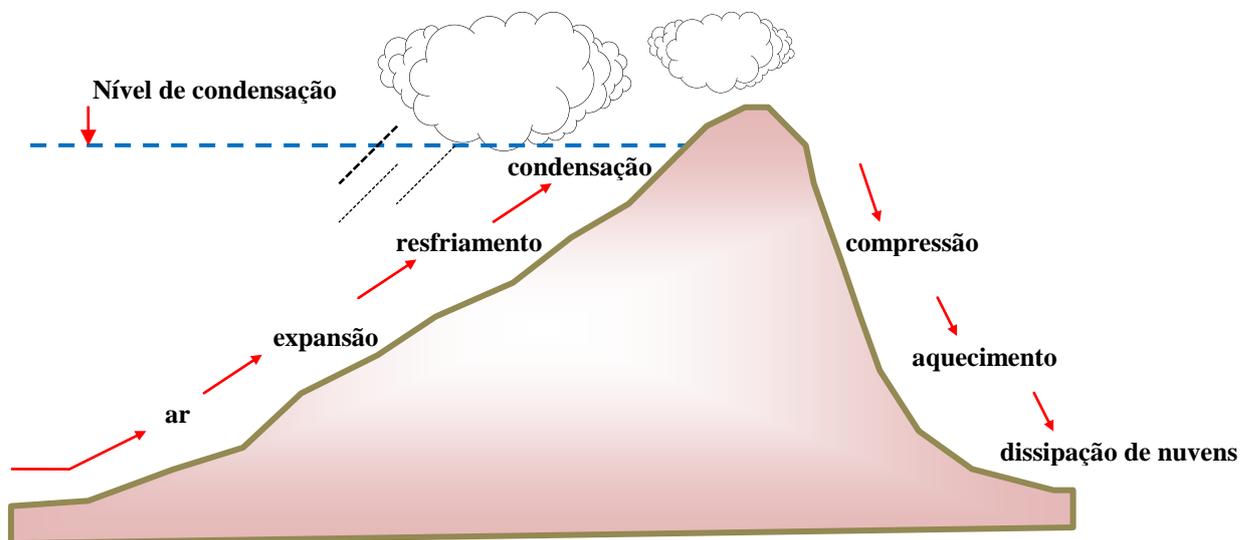


Figura 3.9 - Ascensão Orográfica de Massas de Ar (adap. de Tubelis & Nascimento, 1980)

O segundo processo de ascensão de massas de ar é o da **convecção térmica**. Esse processo inicia-se com o aquecimento desigual de camadas superficiais de solo em locais próximos. O ar em contato com o solo mais aquecido também se aquece, nesse caso por condução térmica, e, em consequência, expande-se, eleva-se e é substituído por ar mais denso. Aí está o início do processo de convecção, através do qual a coluna de ar vai sendo aquecida como um todo, criando células de circulação ascensional. O processo convectivo pode desenvolver-se tanto vertical como horizontalmente, com intensidade que depende do gradiente de decréscimo de temperatura com a altitude e da diferença de pressão de vapor entre as massas de ar vizinhas. Se o nível de condensação for atingido, inicia-se então a

formação de nuvens, cujo desenvolvimento pode produzir as chamadas **precipitações convectivas**.

O terceiro processo de ascensão ocorre quando massas de ar, de diferentes densidades, encontram-se ao longo de suas trajetórias de deslocamento. Esse processo de ascensão é chamado **frontal**, por estar associado ao deslocamento de frentes frias ou frentes quentes. Uma massa de ar de maior densidade é geralmente caracterizada por baixa temperatura e baixa umidade relativa. Uma massa de ar com essas características pode deslocar-se das latitudes polares em direção ao Equador, indo encontrar em sua trajetória outra massa de ar mais úmida, mais quente e menos densa. A convergência dessas massas de ar forma uma superfície divisória em forma de cunha, chamada **superfície frontal**, ao longo da qual surgem as frentes frias e quentes. Se o ar frio se movimenta em relação ao ar quente, a frente é dita fria (Figura 3.10 a); em caso contrário, trata-se de uma frente quente (Figura 3.10 b). Em ambos os casos, é o **ar quente**, por ser menos denso, que se eleva por sobre a superfície frontal. Nesse processo, o ar quente e úmido sofre expansão adiabática, podendo ocorrer condensação do vapor d'água, formação de nuvens e **precipitações frontais**.

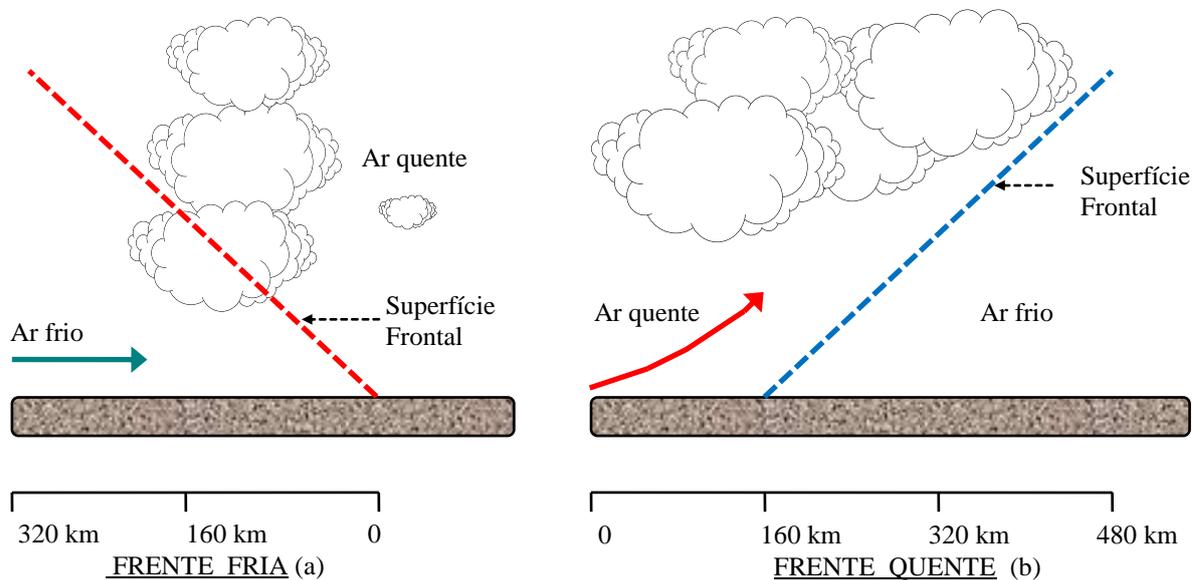


Figura 3.10 - Processo Frontal de Ascensão de Massas de Ar.

As precipitações associadas às frentes quentes são geralmente de longa duração e pequena intensidade, enquanto que aquelas provocadas por frentes frias são relativamente

menos duradouras e mais intensas. Os fenômenos frontais podem causar instabilidade ao longo de uma grande faixa territorial, a qual pode estender-se por centenas e até milhares de quilômetros. Caso a frente mantenha-se estacionária sobre uma região, a instabilidade pode originar precipitações contínuas de vários dias de duração. A Figura 3.11 mostra uma extensa faixa de nebulosidade sobre a região sudeste do Brasil, captada em 03 de Janeiro de 1997 pelo satélite meteorológico Meteosat 5, causada por um fenômeno frontal estacionário. Esse foi um de uma seqüência de fenômenos frontais estacionários ou semi-estacionários, ocorridos entre o fim de 1996 e o início de 1997, os quais provocaram precipitações generalizadas sobre grande parte do estado de Minas Gerais e enchentes catastróficas em várias bacias tributárias dos rios São Francisco, Grande e Doce.

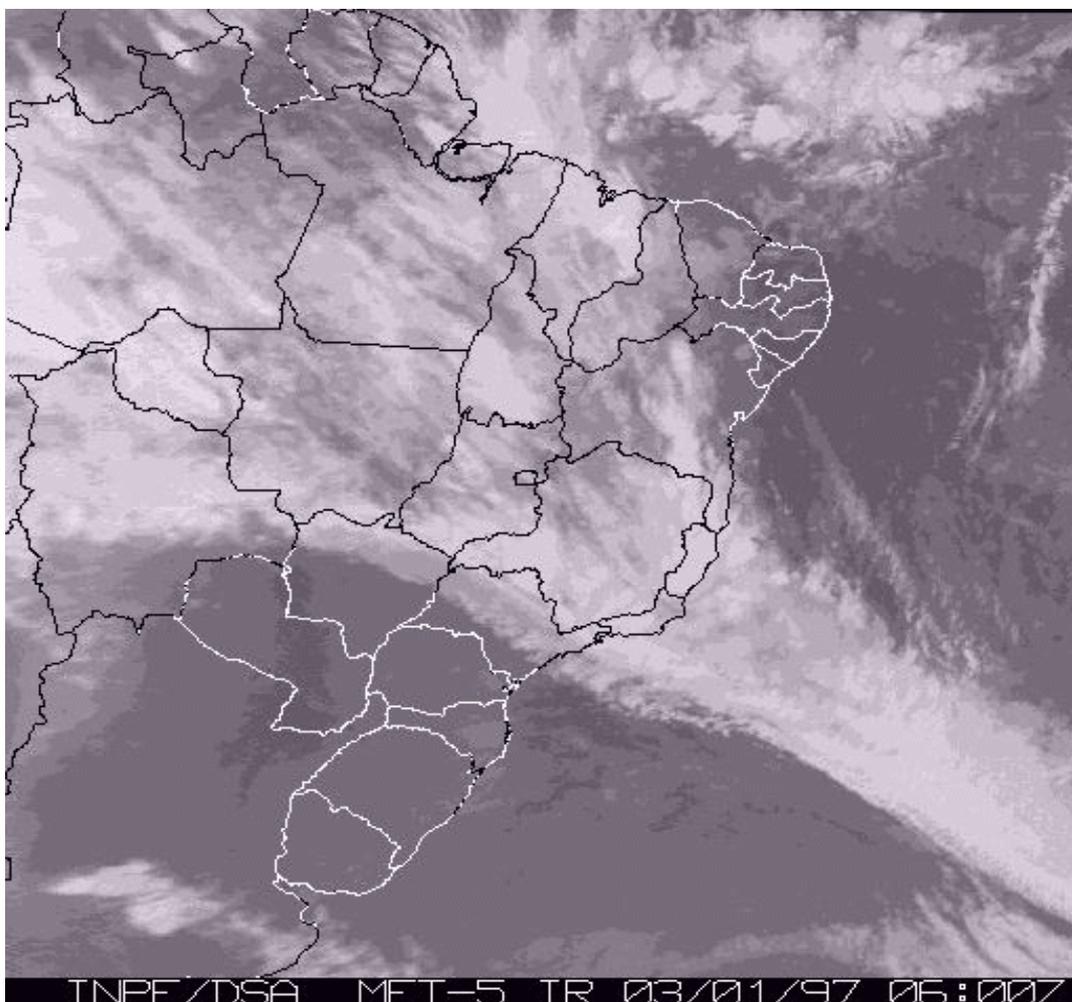


Figura 3.11 - Imagem obtida em 03/01/97 pelo satélite Meteosat 5 e processada nos laboratórios do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE), de São José dos Campos. (Fonte : INPE, WWW site : www.inpe.br)

3.6 A Circulação Geral na Atmosfera

Se a Terra não executasse o movimento de rotação e se tivesse uma superfície homogênea, estabelecer-se-ia uma circulação puramente térmica na atmosfera tal como a apresentada na Figura 3.12. O ar equatorial, mais quente e menos denso, tenderia a elevar-se na atmosfera e seria substituído por ar mais frio proveniente das latitudes maiores. O ar equatorial iria descender na atmosfera sobre os pólos e seriam estabelecidas as células de circulação indicadas na Figura 3.12.

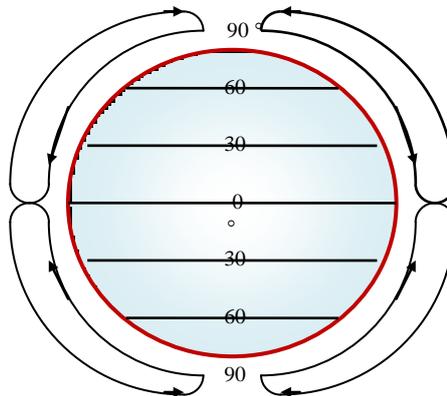


Figura 3.12 - Circulação Atmosférica Puramente Térmica.

A rotação da Terra modifica substancialmente a circulação puramente térmica, dando origem ao modelo da Figura 3.13, idealizado para a superfície terrestre homogênea. Sob a ação da força de Coriolis, uma massa de ar indo do pólo sul em direção norte sofre uma deflexão para a esquerda, gerando ventos superficiais de leste em torno da latitude 60° S. A massa de ar que ascendeu sobre o Equador também sofre deflexão, gerando ventos de noroeste em altitude. Essa massa de ar vai se resfriando em sua trajetória sul, descendo gradativamente na atmosfera até atingir a superfície em torno da latitude 30° S. Parte dessa massa de ar descendente segue para o norte e parte para o sul. Em suas respectivas trajetórias, elas sofrem deflexão e originam ventos superficiais chamados alísios de sudeste, entre as latitudes 0 e 30° S, e ventos de oeste, entre 30 e 60° S de latitude. Ascendendo e descendendo na atmosfera, as massas de ar criam as células de circulação indicadas na Figura 3.13. No hemisfério norte, as células de circulação são semelhantes às descritas para o hemisfério sul.

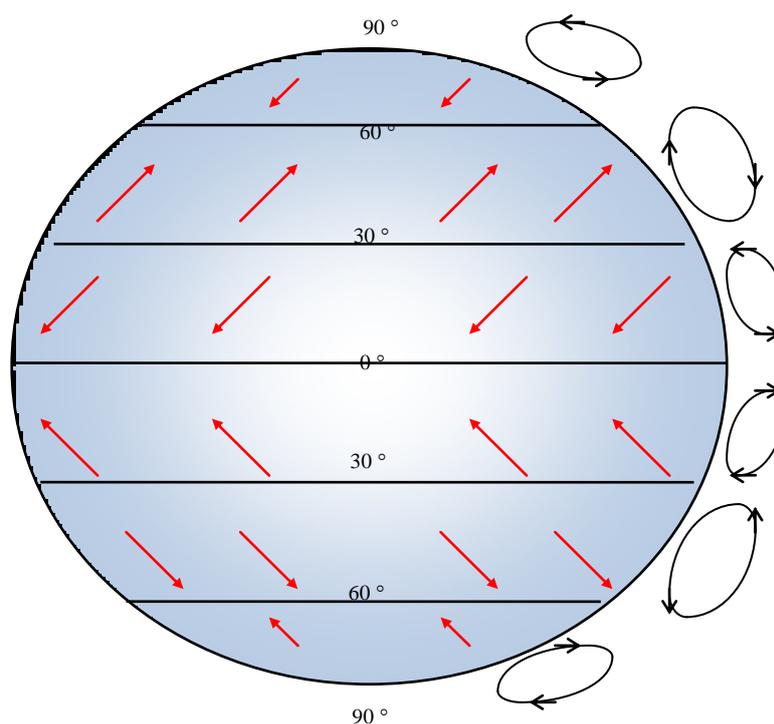


Figura 3.13 - Modelo de Circulação para a Terra Homogênea e com Rotação.

O modelo de circulação acima, apesar de idealizado para uma superfície homogênea e sem consideração dos balanços locais de radiação, permite identificar as grandes regiões climáticas da Terra. O encontro de ventos superficiais na região do Equador cria a Zona de Convergência Inter-Tropical (ZCIT), na qual as correntes ascendentes de ar formam nuvens convectivas e precipitações frequentes, definindo a região chuvosa equatorial. Em torno da latitude 30°, a confluência de ar descendente cria uma zona de alta pressão, com pouca nebulosidade e precipitação, definindo a região seca subtropical. Próximo a 60° S, o encontro dos ventos tropicais de oeste com os ventos polares de leste cria a chamada frente polar, na qual a ascensão de ar tropical sobre ar polar propicia condições para a formação de nebulosidade e precipitações.

A alternância de continentes e oceanos modifica as regiões de altas e baixas pressões descritas anteriormente para a superfície terrestre homogênea. Nessas condições, desenvolvem-se centros de alta e baixa pressão que podem fixar-se sobre uma determinada região do globo terrestre ou podem deslocar-se conforme as estações do ano. Os centros de alta pressão são chamados **anticiclones** e estão associados ao movimento descendente (ou subsidência) de ar, com linhas circulares de igual pressão que decrescem do centro para

fora. Essa configuração de pressões origina ventos anti-horários no hemisfério sul e horários no hemisfério norte. De forma geral, os anticiclones estão relacionados a tempo bom, estável e ventos calmos. Por outro lado, os centros de baixa pressão, ou **ciclones**, correspondem a movimentos ascendentes de ar com linhas circulares de igual pressão que decrescem em direção ao centro. Os ciclones originam ventos horários no hemisfério sul (anti-horários no hemisfério norte) e estão relacionados a tempo instável, chuvas e ventos fortes. A Figura 3.14 indica os principais ciclones e anticiclones que atuam sobre a circulação de ventos na América do Sul. Nas regiões sul e sudeste do Brasil, o centro de baixa pressão, conhecido por Baixa do Chaco, e os anticiclones móveis polar e do Atlântico exercem uma grande influência sobre as condições atmosféricas regionais.

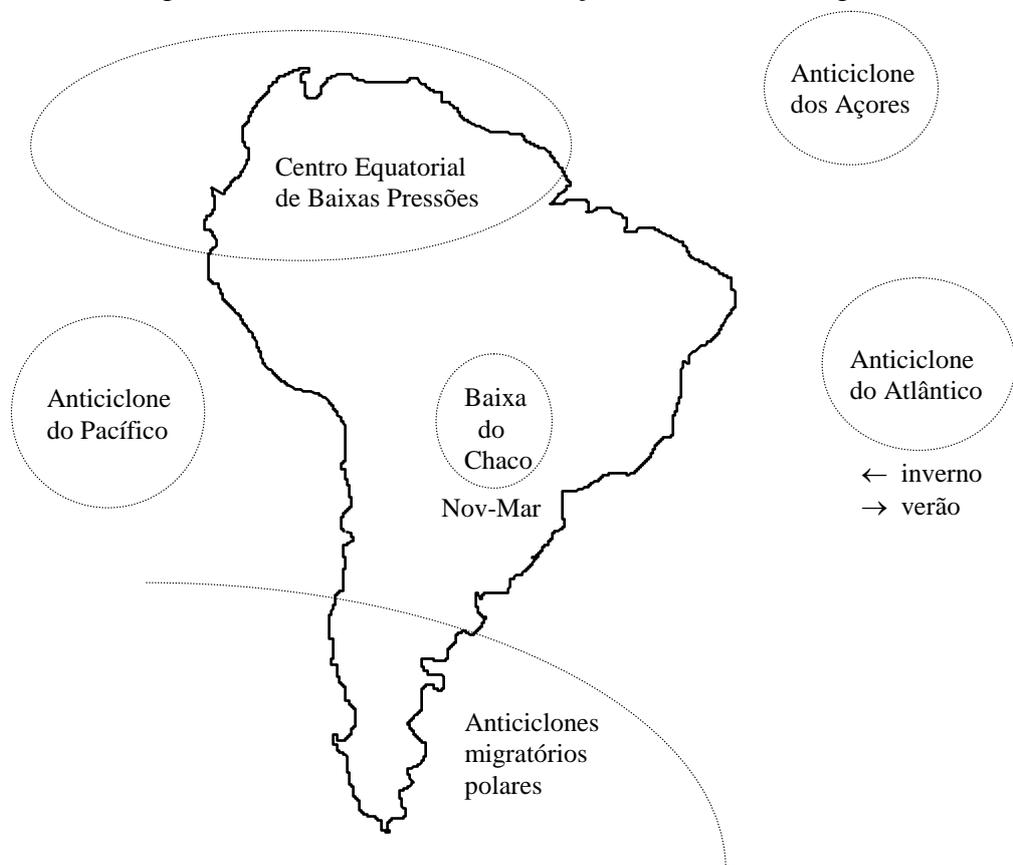


Figura 3.14 - Ciclones e Anticiclones Atuantes na América do Sul

3.7 As Massas de Ar

Conforme se originam nos centros de alta e baixa pressão, as massas de ar adquirem características próprias de densidade, temperatura e umidade. De acordo com suas respectivas latitudes de origem, as massas de ar podem ser classificadas em Árticas (A),

Antárticas (A), Polares (P), Tropicais (T) e Equatoriais (E). Além disso, distinguem-se as massas formadas sobre uma área continental (c) ou sobre uma área marítima (m). O mapa da Figura 3.15 mostra o domínio geográfico dessas massas de ar, durante o mês de Janeiro, na América do Sul, conforme Tubelis & Nascimento (1980).

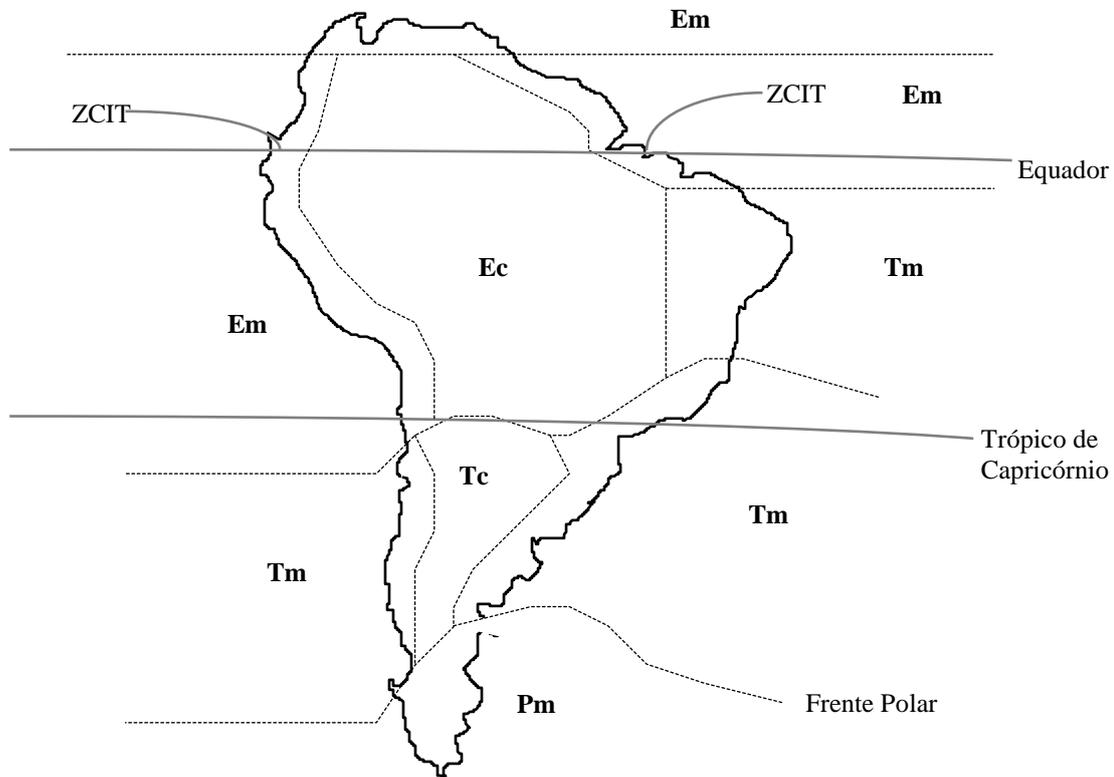


Figura 3.15 - Domínio das Massas de Ar na América do Sul em Janeiro (figura adaptada de Tubelis & Nascimento, 1980, pg. 233)

As massas de ar movimentam-se conforme deslocam os centros de pressão. Segundo Tubelis & Nascimento (1980), as massas equatoriais (Em e Ec) originam-se na faixa equatorial de baixas pressões, são instáveis, quentes e úmidas. O movimento convectivo no interior da massa de ar provoca a condensação do vapor d'água, nuvens e precipitações abundantes. As massas tropicais marítimas (Tm) são devidas à ação dos anticiclones do Atlântico e do Pacífico. O ar descende na atmosfera, sofre aquecimento adiabático, tornando-se seco, quente e estável. No continente sul americano, a entrada da massa Tm condiciona a estação seca do ano (Abril a Setembro, na região sudeste do Brasil), enquanto a extensão de seu domínio determina a semi-aridez de uma certa região. A massa tropical continental (Tc) está associada à Baixa do Chaco, formada pelo forte

aquecimento da superfície durante o verão. Devido ao baixo teor de umidade dessa massa de ar, não se originam nuvens e precipitações, apesar do intenso movimento convectivo. A massa polar marítima (Pm) é trazida pelos anticiclones migratórios que se formam sobre as regiões polares. Trata-se de uma massa de ar seco, frio e estável, a qual se desloca sobre os oceanos. O contato entre as massas tropicais, ou mesmo equatorial, com as massas polares propicia a formação de superfícies frontais, ao longo das quais se desenvolvem as frentes quentes e frias. O avanço (ou a estacionariedade) das frentes polares sobre o continente sul americano depende das posições relativas e das características de pressão e temperatura das massas Pm, Tm, Tc e Ec. As características e a movimentação das massas de ar constituem objeto das previsões e estudos meteorológicos, cujas especificidade e complexidade não permitem que façam parte dessas notas de aula.

Exercícios

- 1) Utilize o exemplo do granadeiro para explicar as deflexões no hemisfério sul, devidas ao efeito de Coriolis.
- 2) Pesquise sobre os aparelhos destinados a medir os elementos do balanço anual de radiação da Figura 3.6.
- 3) Utilize a equação 3.3 e faça um gráfico da pressão de vapor de saturação em função da temperatura.
- 4) Suponha que uma parcela de ar esteja à temperatura 30°C e que a pressão de vapor seja de 20 mb. Utilize a solução do exercício 3 para determinar graficamente as seguintes características :
 - a) o déficit de saturação;
 - b) a umidade relativa; e
 - c) a temperatura do ponto de orvalho

- 5) Se a parcela de ar do problema 4 for forçada contra a encosta de uma serra e se o seu resfriamento ocorrer à razão de $0,7^{\circ}\text{C}/100\text{ m}$, pergunta-se a altura do nível de condensação em relação ao sopé da encosta.
- 6) Por que a temperatura do bulbo úmido de um psicrômetro é diferente da temperatura do ponto de orvalho ?
- 7) O calor latente de vaporização da água (H_v) é a quantidade de calor (em cal) necessária para a conversão de uma grama de água em vapor, sem mudança de temperatura. O calor latente de condensação corresponde à mudança de fase na direção oposta e seu valor é idêntico ao calor latente de vaporização. Segundo Singh (1992), H_v (em cal/g) varia com a temperatura em graus centígrados de acordo com a expressão $H_v = 597,3 - 0,564 T$, para $T \leq 40^{\circ}\text{C}$. Faça um gráfico da variação de H_v com T .
- 8) Ao nível do mar e sob condições usuais de ventilação, um psicrômetro registrou as seguintes temperaturas : 25°C para o bulbo seco e 15°C para o bulbo úmido. Utilize as equações 3.2 a 3.4 para calcular :
- a) a pressão de vapor de saturação;
 - b) a umidade relativa;
 - c) a pressão de vapor real; e
 - d) a temperatura do ponto de orvalho.
- 9) Visite o ‘site WWW’ do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (<http://www.inpe.br>) e obtenha as imagens mais recentes da América do Sul, captadas pelos satélites GOES e Meteosat 5. Nesse mesmo ‘site WWW’, o INPE também divulga suas previsões meteorológicas para algumas localidades brasileiras. Verifique a previsão para as condições meteorológicas de amanhã em Belo Horizonte.
- 10) Vinte e quatro horas depois de ter resolvido o exercício 9, verifique a concordância entre as condições meteorológicas previstas e observadas em Belo Horizonte.

4. PRECIPITAÇÃO

4.1 Introdução

A precipitação é a descarga líquida ou sólida que se abate sobre a superfície terrestre, resultante da condensação do vapor d'água atmosférico. A precipitação pode ocorrer sob diversas formas como chuvisco, chuva, granizo, orvalho, geada ou neve. O **chuvisco** (ou garoa) consiste em gotículas muito finas de água, com diâmetros entre 0,1 e 0,5 mm, que se precipitam sobre a superfície com intensidades tão baixas que às vezes parecem flutuar no ar atmosférico. A **chuva** é formada por gotas maiores, com diâmetros entre 0,5 e 5 mm, que se precipitam com intensidades muito variáveis e dependentes do mecanismo de ascensão das massas de ar úmido. Algumas nuvens convectivas de desenvolvimento vertical podem produzir **granizo**, ou seja precipitação sob a forma de pedras de gelo de dimensões variadas. O resfriamento noturno pode provocar a condensação do vapor d'água nas folhagens das plantas e em superfícies de objetos expostos ao ar, provocando o que se chama de **orvalho**. Quando a temperatura é inferior a 0°C, o orvalho pode dar origem à **geada**, formando cristais de gelo nas superfícies expostas ao ar. A **neve** resulta da precipitação de cristais de gelo, os quais formam flocos de dimensões e formas variadas. A ocorrência de neve no Brasil está limitada a regiões pouco extensas do sul do país.

4.2 Formação e Tipos de Precipitações

Para que a precipitação possa ocorrer é necessário, inicialmente, que algum mecanismo faça o ar úmido resfriar-se até a temperatura de saturação de vapor d'água. Células de circulação convectiva, barreiras orográficas ou fenômenos frontais podem ser esse mecanismo. Atingido o nível de saturação, o vapor d'água começa a condensar-se em torno de partículas finíssimas de sais marinhos e resíduos de combustão, chamadas de núcleos de condensação. Esse processo propicia a formação da nuvem, ou seja, um aerosol constituído por ar, vapor d'água e gotículas de água (em estado líquido ou sólido) de diâmetros entre 0,01 e 0,03 mm. Esse aerosol permanece em suspensão devido à turbulência atmosférica e às correntes de ar ascendente que se opõem à ação da gravidade.

Para haver precipitação, é preciso que as gotículas adquiram um volume tal que seu peso supere as forças que as mantêm em suspensão.

O principal mecanismo de crescimento das gotas d'água é conhecido como o da **coalescência direta**, segundo o qual o aumento de volume ocorre pela colisão das gotículas em suspensão. De fato, numa nuvem existem gotículas de maior tamanho cuja tendência é de descender mais rapidamente (ou de ascender mais lentamente) do que as gotículas menores. Esse fato, associado à intensa turbulência no interior da nuvem, provoca a repetida colisão entre as gotículas, as quais coalescem para formar gotas maiores com peso suficiente para se precipitarem. As gotas de chuva podem atingir diâmetros de até 6 mm e velocidades de queda de até 9,17 m/s (Linsley et al., 1975). A continuidade do processo de crescimento das gotículas e a velocidade de realimentação das nuvens por correntes ascendentes de ar úmido podem originar precipitações de intensidades e durações muito variadas.

As precipitações classificam-se em **orográficas, convectivas e frontais**, de acordo com os mecanismos de ascensão das massas de ar úmido que as produzem. Conforme descrito no Capítulo 3, as precipitações orográficas resultam do resfriamento adiabático de massas de ar em expansão ao longo de uma encosta de uma serra. As precipitações orográficas são geralmente localizadas sobre uma certa área e apresentam características variáveis de intensidade e duração. As precipitações convectivas, resultantes de células de convecção térmica, são geralmente de grande intensidade, de curta duração e restritas a pequenas áreas. Em função dessas características, as precipitações convectivas podem produzir enchentes em bacias de pequena área de drenagem. Já as precipitações frontais apresentam maior duração e podem atingir extensas áreas; suas intensidades, entretanto, são relativamente baixas ou moderadas. Essas características fazem com que as precipitações frontais estejam na origem das enchentes em bacias de grande área de drenagem.

4.3 Pluviometria

A chuva que se abate sobre uma determinada área pode ser medida pontualmente através de aparelhos denominados **pluviômetros** e **pluviógrafos** e especialmente através do **radar meteorológico**. O pluviômetro é um recipiente metálico com volume capaz de conter as maiores precipitações possíveis em um intervalo de 24 horas. Esse recipiente

possui uma superfície horizontal de captação da chuva tal que o total diário de precipitação possa ser obtido por

$$P = 10 \frac{V}{A} \quad (4.1)$$

onde P é a altura diária de chuva em mm, V é o volume recolhido no recipiente em cm^3 e A é a área da superfície de captação em cm^2 .

Existem vários modelos de pluviômetros em uso no mundo, diferentes entre si por meros detalhes construtivos. O modelo de uso mais difundido no Brasil é o pluviômetro “Ville de Paris”, esquematicamente desenhado na Figura 4.1. Esse pluviômetro possui uma

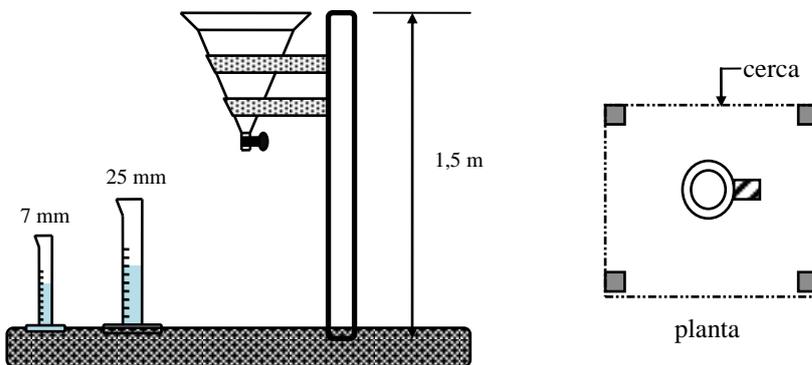


Figura 4.1 - Pluviômetro “Ville de Paris”

área de 400 cm^2 para a captação da chuva e é instalado geralmente a 1,5 m do solo, conforme indicado na Figura 4.1. O volume de chuva, acumulado entre as 7 horas de um dia e as 7 horas do dia seguinte, é retirado pela torneira da parte inferior do pluviômetro e, em seguida, é transformado em altura diária de precipitação (mm), através de provetas especificamente graduadas para a superfície de 400 cm^2 ; a graduação das provetas decorre da equação 4.1. Existem provetas com capacidades máximas de 7 e 25 mm, ambas com graduação de 0,2 mm e precisão de 0,1 mm. A grande limitação do pluviômetro é a de não poder individualizar precipitações de duração inferior a 24 horas.

Essa limitação, inerente ao pluviômetro, é contornada pela utilização de outro aparelho, chamado pluviógrafo. Tal como o pluviômetro, esse aparelho possui uma superfície que capta os volumes precipitados e os acumula em um recipiente, Diferentemente do pluviômetro, entretanto, o pluviógrafo permite o registro contínuo das variações da precipitação ao longo do dia. Existem vários tipos de pluviógrafos, os quais diferem entre si pelos seus detalhes de construção. Um dos tipos mais usados no Brasil é o

chamado pluviógrafo de massa, ilustrado na Figura 4.2. Esse aparelho possui uma área de

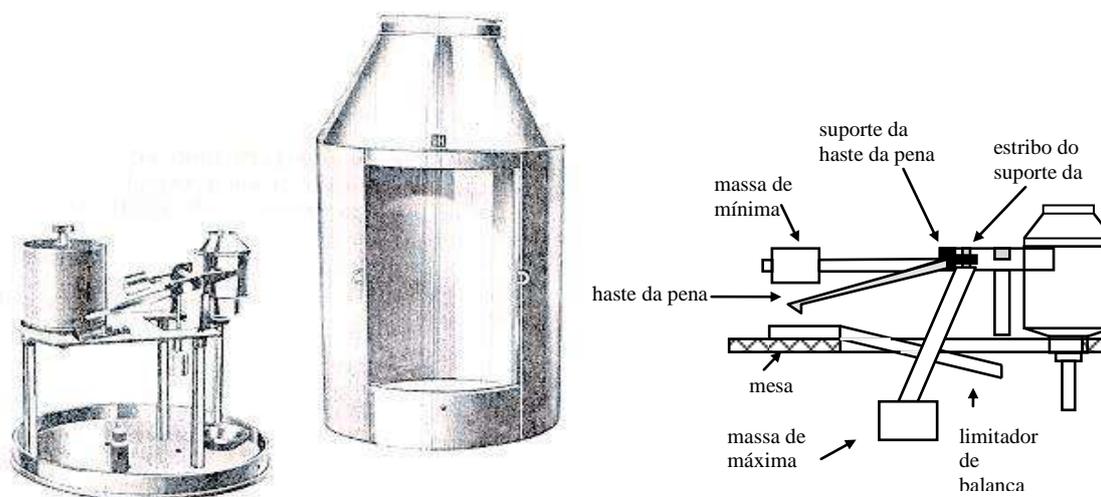
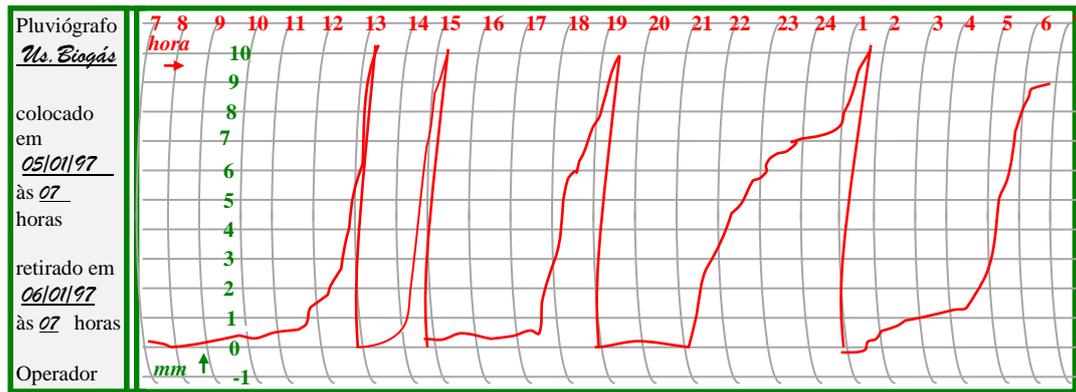


Figura 4.2 - Pluviógrafo de Massa IH PLG-4 (fabricado pela empresa Hidrologia Comercial Limitada, Rio de Janeiro)

200 cm² que coleta a água proveniente da chuva e a acumula gradualmente em um recipiente solidário ao braço da balança. Conforme aumentam os volumes precipitados, aumenta também o peso do recipiente, fazendo com que o braço da balança se movimente para baixo. Solidária ao outro braço da balança encontra-se uma pena que descreve movimento oposto ao do recipiente. Esse movimento da pena permite registrar a variação da precipitação ao longo do gráfico sobreposto a um tambor, o qual executa uma rotação completa em torno do seu eixo a cada 24 horas. O recipiente possui volume máximo correspondente a 10 mm de precipitação, o que equivale à posição mais elevada da pena sobre o gráfico. Nesse ponto, um sifão no interior do recipiente permite o esgotamento do volume ali acumulado, fazendo com que a pena volte à posição de origem e reinicie o registro da precipitação continuada. Esse dispositivo automático de descarga permite repetir indefinidamente o ciclo de medição e assim registrar sobre o gráfico qualquer volume diário de precipitação. O gráfico da variação da chuva ao longo do dia é denominado **pluviograma**; o impresso apropriado a esse gráfico deve ser substituído pelo operador da estação pluviográfica, às 7 horas da manhã de cada dia. A Figura 4.3 mostra o pluviograma de 06/01/97, registrado pelo pluviógrafo do tipo massa da estação pluviográfica “Usina Biogás”, localizada na região metropolitana de Belo Horizonte. Observe, por exemplo, a ocorrência de uma precipitação contínua de cerca de 18 mm durante as 12:30 h e as 15:20 de 05/01/97.



Hora	Precipitação (mm)	Hora	Precipitação (mm)	Hora	Precipitação (mm)
7-8	0	15-16	3,0	23-24	0,6
8-9	0	16-17	0	24-1	0,4
9-10	0,4	17-18	1,4	1-2	2,3
10-11	0,2	18-19	5,2	2-3	0,5
11-12	1,5	19-20	2,8	3-4	0,4
12-13	3,1	20-21	0,4	4-5	1,4
13-14	6,0	21-22	3,4	5-6	5,4
14-15	5,0	22-23	3,0	6-7	1,0

Figura 4.3 - Reconstituição gráfica do pluviograma de 06/01/97 registrado na estação “Usina Biogás”, mantida e operada pela Companhia Energética de Minas Gerais.

As **grandezas características** de um evento chuvoso são:

- a altura pluviométrica ou altura de chuva P , a qual representa a espessura média (em mm) de uma lâmina d’água distribuída por sobre a área atingida pela precipitação;
- a duração t que representa o intervalo de tempo (em min ou horas), decorrido entre o início e o fim da precipitação; e
- a intensidade i que é a altura de chuva por unidade de tempo, geralmente expressa em mm/h. A intensidade apresenta variabilidade temporal ao longo da duração da precipitação.

Recomenda-se que os pluviômetros e os pluviógrafos sejam instalados a uma certa distância de obstáculos passíveis de exercer influência sobre as observações, tais como árvores e casas (Figura 4.4). As medições das chuvas através de pluviômetros e pluviógrafos podem apresentar erros devidos a diversos fatores. Entre esses se citam os defeitos de fabricação que podem originar superfícies de captação diferentes da especificada, a evaporação da água recolhida, as falhas mecânicas, a operação incorreta e, principalmente, a ação dos ventos. A identificação e a correção de alguns desses erros são impraticáveis na maioria das vezes.

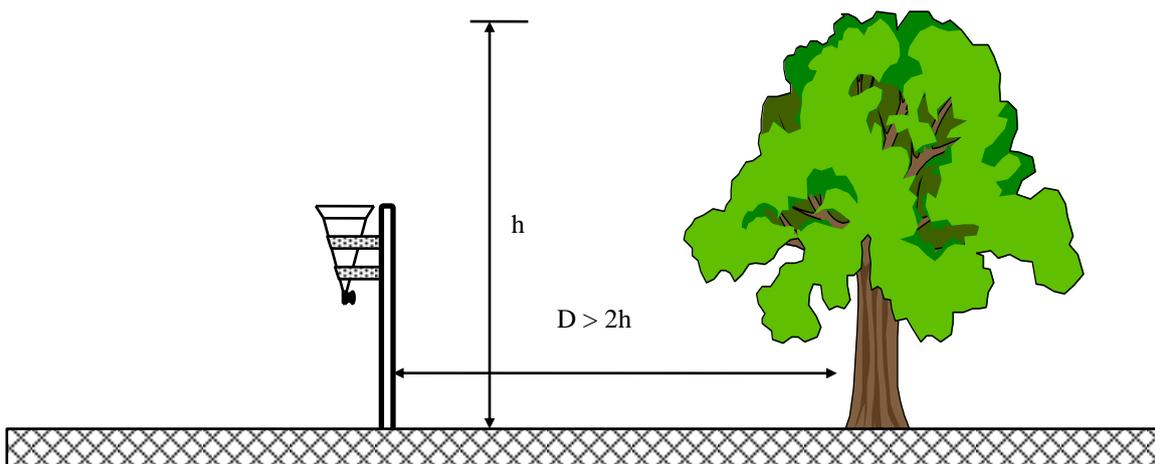


Figura 4.4 - Recomendação para a Instalação de Pluviômetros e Pluviógrafos

Os pluviômetros e pluviógrafos são utilizados para a quantificação da precipitação em um determinado ponto. Com a finalidade de se medir a intensidade variável da precipitação ao longo de uma determinada área, tem sido utilizado o **radar meteorológico**. O princípio do radar consiste na emissão de energia eletromagnética e posterior captação de seu eco, provocada pela reflexão parcial por algum objeto situado ao longo do raio de alcance do aparelho. No caso do radar meteorológico, a refletividade do eco é uma medida da intensidade da precipitação. Como a distância do aparelho até a área de precipitação pode ser medida pelo tempo entre a emissão e a reflexão, o radar meteorológico permite quantificar a variação espacial da intensidade da chuva em cada instante, dentro de um raio de até 180 km. Fatores como o tipo e a distância da precipitação, a presença de partículas na atmosfera e a interferência de prédios e árvores podem afetar significativamente as medidas pluviométricas com radar meteorológico (Singh, 1992).

4.4 Análise de Dados Pluviométricos

Os dados de uma estação pluviométrica são publicados geralmente sob a forma de uma folha-resumo de totais diários para cada ano de observação. Essa folha-resumo também apresenta as alturas pluviométricas mensais e anual. As séries pluviométricas assim constituídas podem, entretanto, conter períodos sem informações ou com observações incorretas devidas a problemas de operação ou com os aparelhos de registro. Algumas técnicas simples, como as descritas a seguir, podem ser usadas para preencher

períodos com falhas nas observações ou para detectar e corrigir erros sistemáticos eventualmente presentes em séries pluviométricas.

Preenchimento de Falhas

A técnica aqui descrita é conhecida como a da **ponderação regional**, sendo muito utilizada para o preenchimento de falhas de dados mensais e anuais. Suponha que a estação X possua falhas mensais (ou anuais) e que esteja *próxima* a três outras estações A, B e C, essas com período ininterrupto de observações. A falha para um determinado mês (ou ano), denotada por P_X , pode ser preenchida através da seguinte equação:

$$P_X = \frac{1}{3} \left(\frac{N_X}{N_A} P_A + \frac{N_X}{N_B} P_B + \frac{N_X}{N_C} P_C \right) \quad (4.2)$$

onde $N.$ representa a média pluviométrica anual de longo período, ou média normal, calculada para cada estação e $P.$ denota a altura pluviométrica, observada em cada local, naquele mês (ou ano) específico. Bertoni & Tucci (1993) recomendam que as médias normais $N.$ sejam calculadas sobre um período mínimo de 10 anos e que a técnica da ponderação regional não seja utilizada para o preenchimento de dados diários.

Análise de Consistência de Séries Pluviométricas

A eventual alteração da localização de uma estação pluviométrica, ou a mudança do vento local provocada pelo crescimento de árvores ou pela construção de prédios próximos, ou o uso inadvertido de provetas inadequadas à superfície de captação do pluviômetro, ou mesmo horários e padrões diferentes de tomada das observações podem introduzir os chamados *erros sistemáticos* em uma série pluviométrica. Esses erros podem ser identificados e corrigidos através de uma técnica simples de consistência de séries pluviométricas, conhecida como **curva de dupla acumulação**. Essa curva permite a comparação gráfica entre os valores acumulados das precipitações mensais (ou anuais) observadas na estação em cheque e os valores acumulados das precipitações mensais (ou anuais) regionais, essas tomadas como as médias aritméticas de várias estações vizinhas. No exemplo da Figura 4.5, as precipitações anuais do posto A foram *regressivamente* acumuladas ao longo do período 1990 a 1971 e plotadas contra os valores médios de 10 estações vizinhas, também acumuladas ano a ano a partir de 1990. Observe que a mudança da declividade ocorrida anteriormente a 1980 indica uma alteração no regime de precipitação da estação A. Se essa alteração se devesse a causas meteorológicas, ela teria

se manifestado também nas outras estações. Assim, é provável que alguma inconsistência sistemática tenha afetado as observações pluviométricas na estação A entre os anos de 1971 e 1981. Para torná-las consistentes com as observações regionais, aplica-se a seguinte equação:

$$P_A^{correto} = P_I + \frac{\tan \alpha}{\tan \beta} (P_A^{incorreto} - P_I) \quad (4.3)$$

onde $P_A^{correto}$ é o valor acumulado corrigido para a tendência desejada, P_I é o valor da ordenada na interseção entre as duas tendências, $P_A^{incorreto}$ é o valor acumulado a corrigir e α e β representam, respectivamente, os ângulos das tendências desejada e a corrigir, tal como indicados na Figura 4.5. Segundo Linsley et al. (1975), a curva de dupla acumulação deve ser usada com muita cautela; os pontos sempre podem desviar ligeiramente da reta mediana e as mudanças de declividade devem ser aceitas somente se bem definidas ou consubstanciadas por outras evidências.

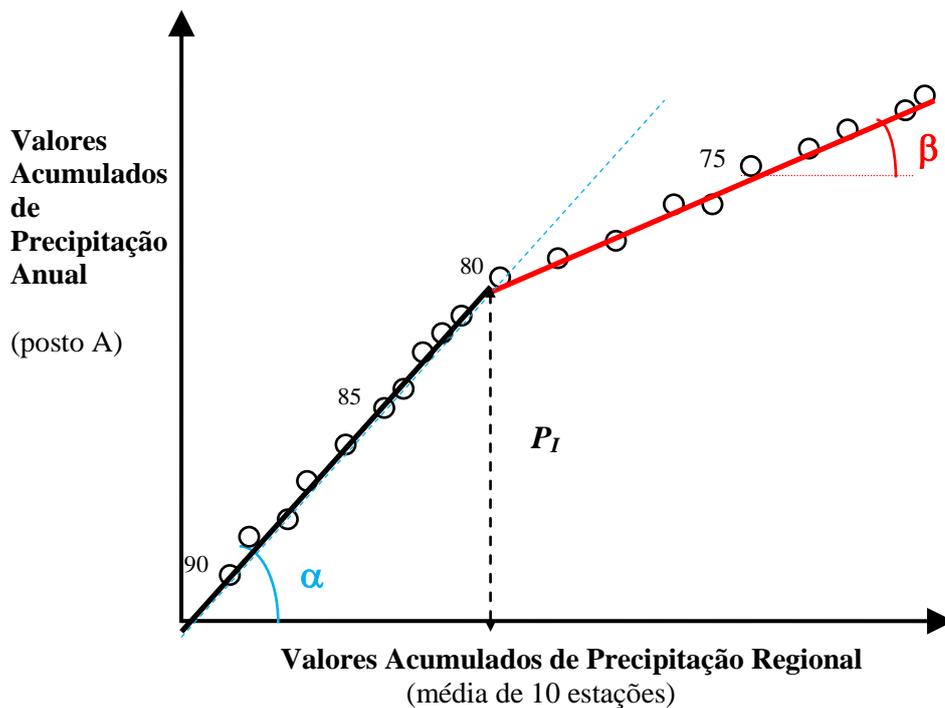


Figura 4.5 - Exemplo Hipotético de Curva de Dupla Acumulação

4.5 Precipitação Média Espacial

A altura média de precipitação sobre uma determinada área ou bacia, decorrente de uma chuva isolada ou em intervalos mensais ou anuais, é um requisito importante em

diversos problemas de engenharia hidrológica. O método mais simples de obtenção da precipitação média espacial consiste no cálculo da **média aritmética** das precipitações observadas nas estações existentes na área. Esse método, mostrado na Figura 4.6 a, produz resultados satisfatórios em bacias de declividade muito pequena, nas quais as estações pluviométricas encontram-se uniformemente espaçadas.

Outro método é o de **Thiessen**, recomendado para regiões relativamente planas, onde as estações não se encontram uniformemente espaçadas. A essência do método de Thiessen é atribuir um *fator de ponderação* a cada estação pluviométrica, em função de sua suposta área de influência. As etapas sequenciais desse método são as seguintes:

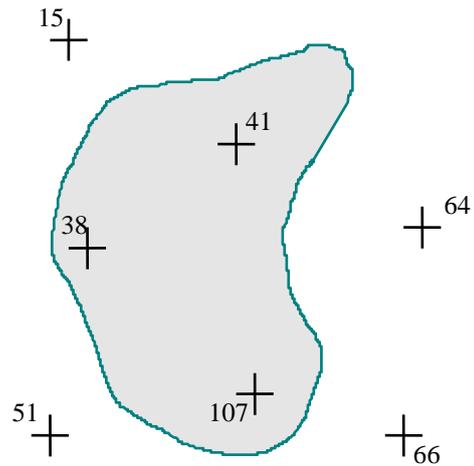
- localizar as estações em um mapa da bacia e conectá-las mediante segmentos de reta;
- traçar a mediatriz de cada segmento de reta definindo polígonos em torno de cada estação, cujos lados definem a sua respectiva área de influência;
- calcular o fator de ponderação de cada estação, dividindo a área formada pelo polígono correspondente (dentro dos limites da área em questão) pela área total;
- calcular a precipitação média espacial através da média ponderada das precipitações em cada estação, usando os fatores anteriormente calculados.

A Figura 4.6 b ilustra um exemplo de aplicação do método de Thiessen.

O método das **isoietas**, exemplificado na Figura 4.6 c, permite considerar indiretamente os efeitos da topografia e outras influências subjetivas sobre a hidrometeorologia da região ou bacia. Esse método consiste essencialmente no traçado de linhas de igual precipitação, chamadas isoietas, a partir das observações pontuais. Em seguida, as áreas entre isoietas adjacentes são obtidas por planimetria e expressas em porcentagem da área total. Os incrementos percentuais são então multiplicados pela altura média de chuva estimada para a região entre as isoietas sucessivas correspondentes. A soma desses produtos fornece a precipitação média sobre a bacia.

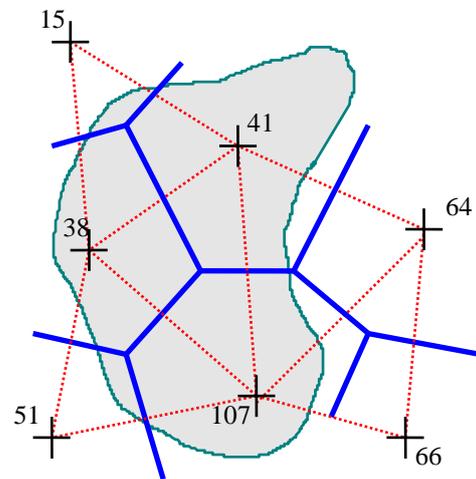
(a) Média Aritmética

$$\bar{P} = \frac{38 + 41 + 107}{3} = 62 \text{ mm}$$



(b) Thiessen

Precipitação (mm)	Área do Polígono (km ²)	Área %	Média Ponderada (mm)
15	13	1,93	0,3
38	154	22,88	8,7
41	264	39,22	16,1
51	18	2,67	1,4
107	224	33,30	35,6
	673	100	62,1



(c) Isoietas

Isoieta (mm)	Área (km ²)	Área %	Isoieta Média (mm)	Média Ponderada (mm)
> 100	35	5,20	107	5,6
75-100	108	16,05	87	14,0
50-75	194	28,83	63	18,2
25-50	305	45,32	37	16,8
< 25	31	4,60	23	1,1
	673	100		55,7

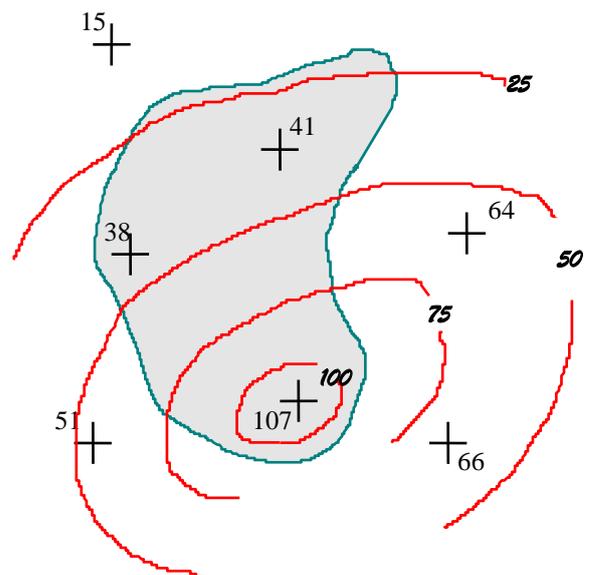


Figura 4.6 - Métodos de Cálculo da Precipitação Média sobre uma Área.

4.6 Variações da Precipitações

Como resultado da circulação geral da atmosfera, explicada brevemente no Capítulo 3, as chuvas em geral tendem a decrescer em intensidade, à medida que nos afastamos do Equador em direção às maiores latitudes. Entretanto, outros fatores, tais como a disponibilidade de umidade atmosférica e a distribuição do relevo, fazem com que a precipitação tenha um padrão muito complexo em termos de variação geográfica. Essa complexidade encontra-se evidenciada na Figura 4.7, na qual foram traçadas as isoietas dos totais médios mensais dos meses de Janeiro e Julho na América do Sul.

As precipitações médias anuais no Brasil variam entre cerca de 450 mm na região nordeste a 3500 mm em algumas regiões da Amazônia. Na região sudeste, as precipitações médias anuais situam-se entre 1000 e 2000 mm, com valores superiores a 2000 mm ao longo da orla litorânea, esses devidos à intensificação orográfica. O regime pluviométrico anual é diferente nas várias regiões do país. Na região sul, as precipitações mensais variam pouco ao longo do ano, não permitindo a caracterização de épocas mais ou menos chuvosas. A região norte, embora sujeita a totais elevados de precipitação ao longo de todo o ano, tem a sua época mais chuvosa entre os meses de março e maio e sua época menos chuvosa entre setembro e novembro. No nordeste brasileiro, a época mais chuvosa situa-se entre os meses de maio e julho, enquanto a época seca ocorre entre setembro e novembro. Nas regiões sudeste e centro-oeste, as precipitações concentram-se entre outubro e março e são muito escassas durante os meses de inverno. A Figura 4.8 exemplifica a variação da precipitação ao longo do ano para três cidades do estado de Minas Gerais.

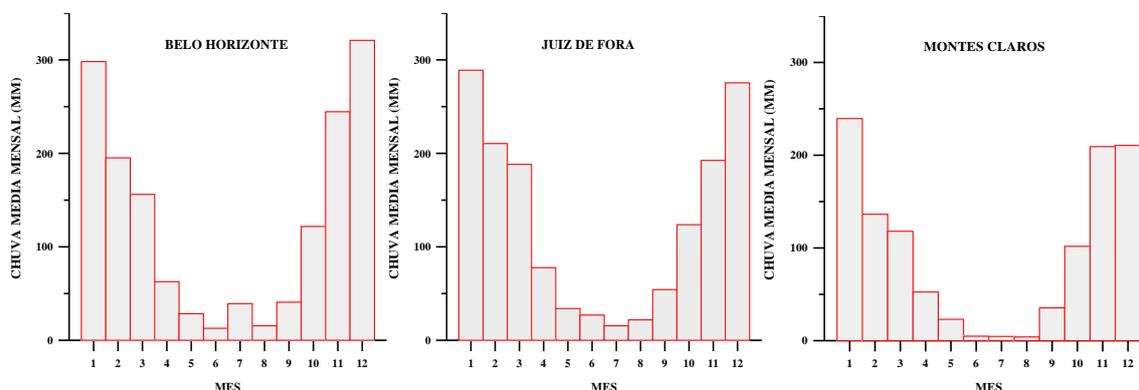
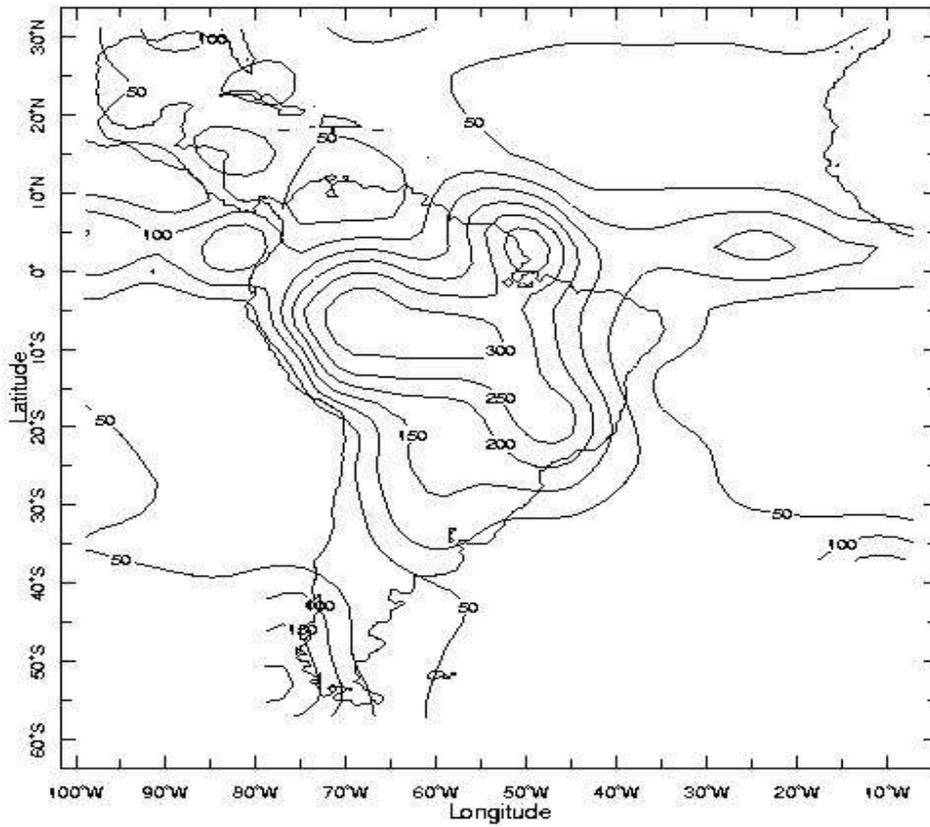
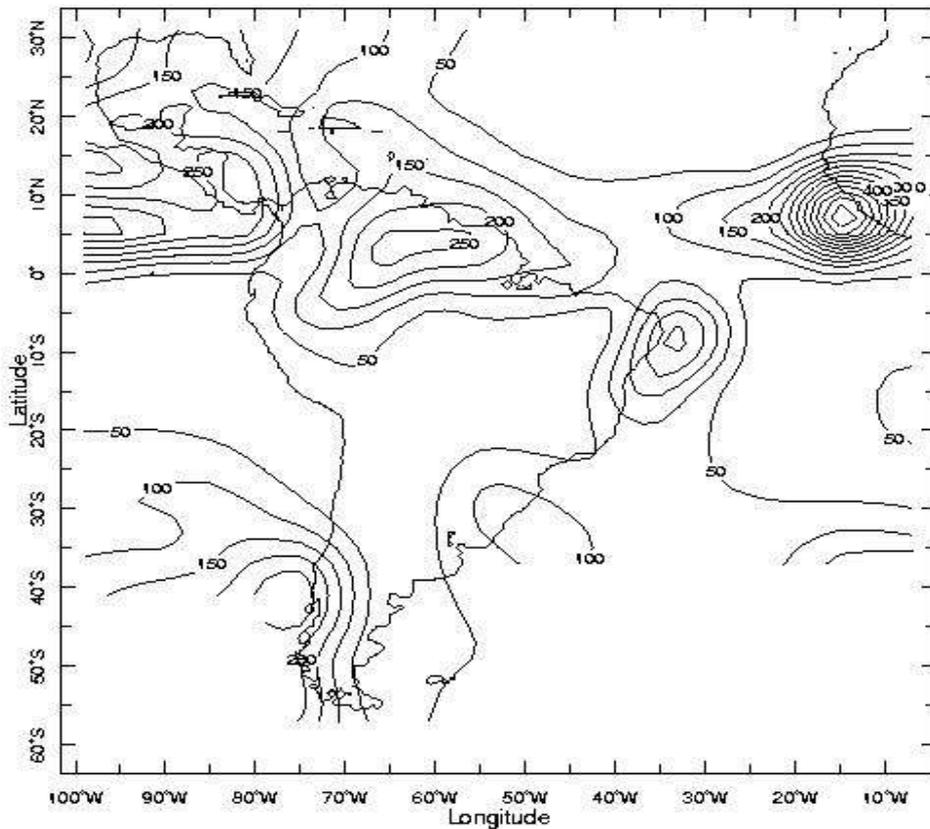


Figura 4.8 - Distribuição Mensal do Total Anual de Precipitação; os totais médios anuais são 1517 mm em Belo Horizonte, 1518 mm em Juiz de Fora e 1111 mm em Montes Claros.



(a) Isoietas Janeiro (mm)



(b) Isoietas Julho (mm)

Figura 4.7 - Isoietas de Janeiro e Julho sobre a América do Sul. (Fonte : Oberhuber : Max Planck Institute Heat Flux and Surface Radiation Climatology).

A Figura 4.9 apresenta o histórico das precipitações mensais observadas em Belo Horizonte de 1961 a 1989. Observe que existem períodos com muita precipitação e períodos com pouca precipitação. Esses períodos se compensam de forma que a tendência constante é o retorno ao valor médio. Em outras regiões do mundo, diversos pesquisadores tentaram compreender e estabelecer regularidade para as flutuações das precipitações em torno de seu valor médio. Entretanto, à exceção da regularidade das variações diurnas e sazonais, não se pôde demonstrar conclusivamente a existência de nenhum ciclo regular e persistente nas variações temporais da precipitações (Linsley et al., 1975).

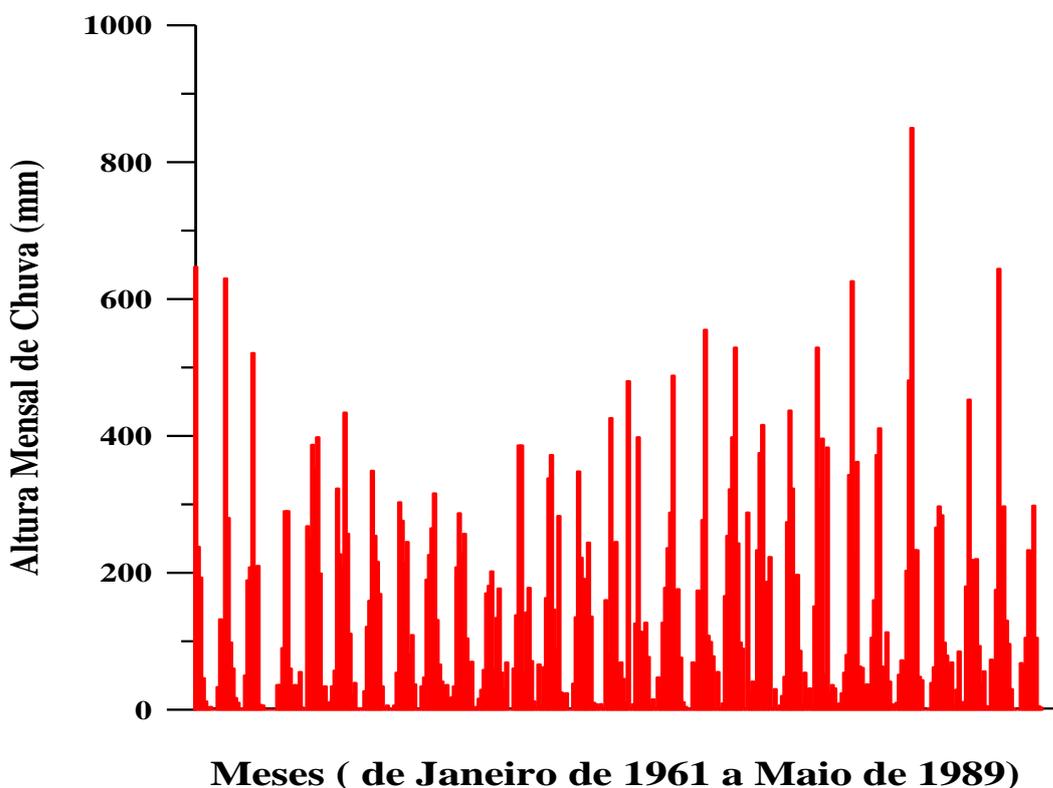


Figura 4.9 - Variação de Precipitação Mensal em Belo Horizonte, de 1961 a 1989.

A máxima altura de precipitação de 24 horas, observada na região próxima a Belo Horizonte, foi de 206,5 mm, registrada em 15/02/78 pela estação pluviográfica de Caeté. Esse foi um evento chuvoso de grande intensidade, com concentração de cerca de 170 mm de precipitação em apenas 6 horas ($\bar{i} = 28,3$ mm/h). Entretanto, a magnitude desse evento revela-se relativamente modesta, quando comparada às máximas precipitações observadas em outras regiões do mundo (Tabela 4.1).

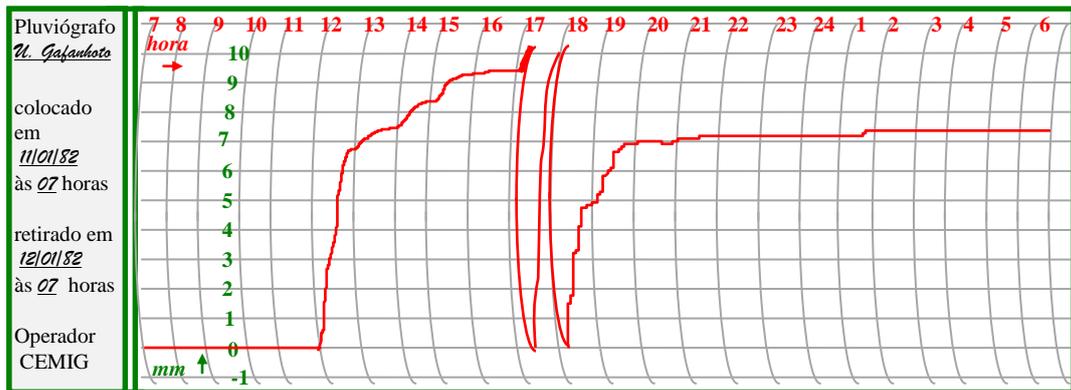
Tabela 4.1 - Máximos valores observados de precipitação, para diversas durações, em escala mundial. (adap. de Linsley et al., 1975)

Duração	Altura de Chuva (mm)	Localização	Data
1 min	38	Guadalupe	26/11/1970
8 min	126	Füssen, Alemanha	25/05/1920
15 min	198	Jamaica	12/05/1916
20 min	206	Romênia	07/07/1889
42 min	305	Holt (MO), EUA	22/06/1947
2 h 10 min	483	Rockport (WV), EUA	18/07/1889
2 h 45 min	559	D'Hanis (TX), EUA	31/05/1935
4 h 30 min	782	Smethport (PA), EUA	18/07/1942
9 h	1.087	Ilhas Réunion	28/02/1964
12 h	1.340	Ilhas Réunion	28-29/02/1964
18 h 30 min	1.689	Ilhas Réunion	28-29/02/1964
24 h	1.870	Ilhas Réunion	15-16/03/1952
2 d	2.500	Ilhas Réunion	15-17/03/1952
3 d	3.240	Ilhas Réunion	15-18/03/1952
4 d	3.540	Ilhas Réunion	14-18/03/1952
5 d	3.854	Ilhas Réunion	13-18/03/1952
6 d	4.055	Ilhas Réunion	13-19/03/1952
7 d	4.110	Ilhas Réunion	12-19/03/1952
8 d	4.130	Ilhas Réunion	11-19/03/1952
15 d	4.798	Cherrapunji, Índia	24/6-8/7/1931
31 d	9.300	Cherrapunji, Índia	07/1861
2 meses	12.767	Cherrapunji, Índia	06-07/1861
3 meses	16.369	Cherrapunji, Índia	05-07/1861
4 meses	18.738	Cherrapunji, Índia	04-07/1861
5 meses	20.412	Cherrapunji, Índia	04-08/1861
6 meses	22.454	Cherrapunji, Índia	04-09/1861
11 meses	22.990	Cherrapunji, Índia	01-11/1861
1 ano	26.461	Cherrapunji, Índia	08/1860-07/1861
2 anos	40.768	Cherrapunji, Índia	1860-1861

Exercícios

- 1) Suponha que um pluviômetro possua uma superfície de captação de 300 cm^2 . O volume diário recolhido pelo pluviômetro deverá ser medido por uma proveta de 8 cm de diâmetro interno. Calcule a distância entre as graduações da proveta, correspondente a 1 mm de precipitação.
- 2) Dado o pluviograma abaixo, calcular:

- a) o total diário de precipitação;
- b) os totais horários de precipitação;
- c) o período de máxima intensidade de precipitação;
- d) a intensidade máxima de precipitação de 45 minutos de duração;
- e) a intensidade média entre as 12 e 20 horas.

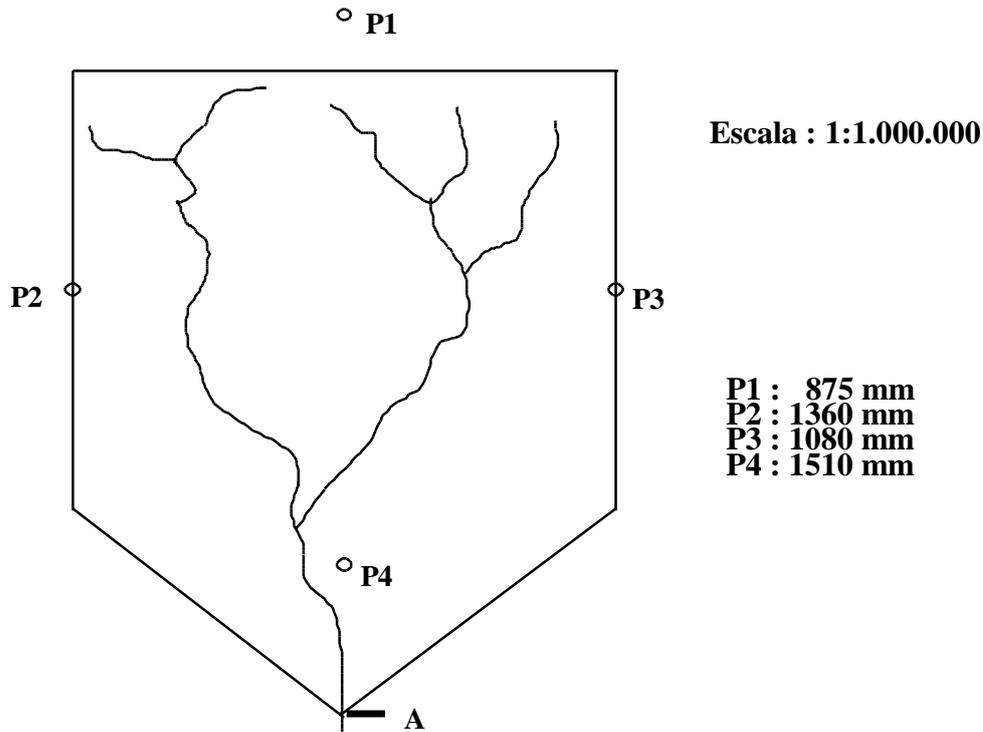


- 3) Verificar a homogeneidade da série de totais anuais de chuva da estação pluviométrica P2 através da curva de acumulação dupla e corrigir os valores inconsistentes. As estações P1 a P4 são próximas e situadas numa região meteorologicamente homogênea.

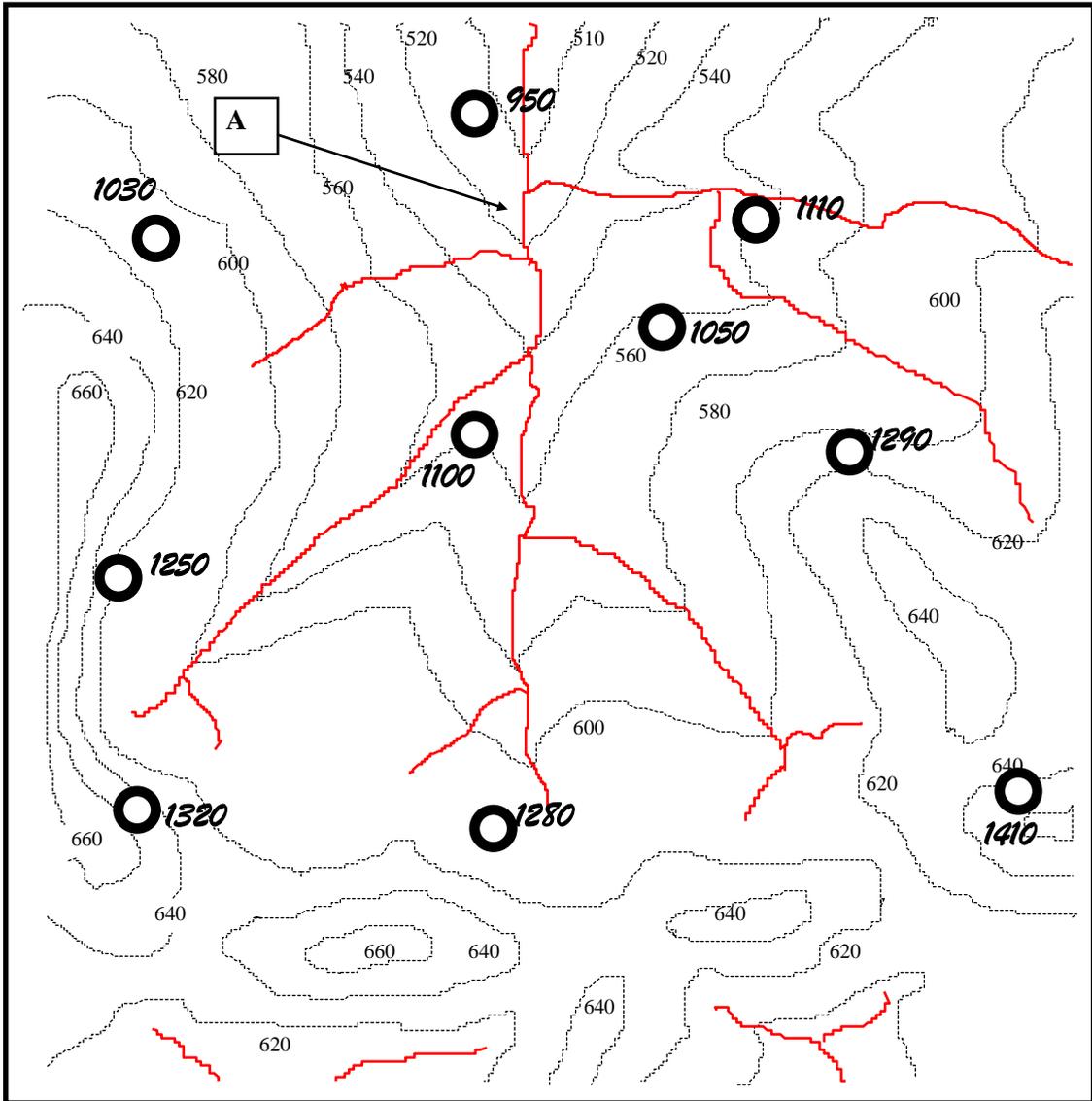
Ano	P1 - mm	P2 - mm	P3 - mm	P4 - mm
1970	1300	1400	1200	1100
1969	1500	1700	1450	1400
1968	1550	1710	1500	1420
1967	1100	1250	1050	980
1966	1300	1450	1180	1050
1965	1050	1200	980	910
1964	1350	1800	1250	1100
1963	1480	1900	1400	1300
1962	1550	2100	1420	1350
1961	910	1300	860	800
1960	1200	1700	1000	1000

- 4) A bacia hidrográfica da figura a seguir é monitorada pelas estações pluviométricas P1, P2, P3 e P4. Dados os valores das precipitações médias anuais em cada estação, calcular:

- a) a precipitação média anual equivalente sobre a bacia, empregando o método dos polígonos de Thiessen;
- b) a vazão média anual em m^3/s na seção exutória A, sabendo que a evapotranspiração anual vale 480 mm.



- 5) O mapa a seguir, na escala 1:50.000, apresenta as precipitações médias anuais observadas em 10 estações pluviométricas espalhadas pela região. Utilize os métodos da média aritmética, de Thiessen e das isoietas para estimar a precipitação média anual sobre a bacia hidrográfica correspondente à seção exutória A. Compare os resultados.
- 6) Utilize os dados da Tabela 4.1 para determinar a curva envoltória dos registros máximos anuais de precipitação. Sugestão : use coordenadas bilogarítmicas, com a duração em abscissas e a altura de chuva em ordenadas.



5. ABSTRAÇÕES HIDROLÓGICAS

As abstrações hidrológicas são os processos do ciclo hidrológico que reduzem a precipitação total à precipitação efetiva, podendo eventualmente dar origem ao escoamento superficial. As principais abstrações hidrológicas são: a interceptação, o armazenamento em depressões do terreno, a infiltração, a evaporação e a evapotranspiração.

5.1 Interceptação

A perda por interceptação (ou interceptação) corresponde à fração da precipitação que fica retida (ou é absorvida) pela vegetação e que eventualmente retorna à atmosfera através de evaporação. Considere a altura em mm de precipitação sobre uma área coberta por vegetação, tal como indicada na Figura 5.1. Considere também que C representa a precipitação (mm) que atravessa a copa das árvores e que T simboliza a parte da precipitação que escoar através dos troncos (mm). A equação da continuidade, aplicada ao

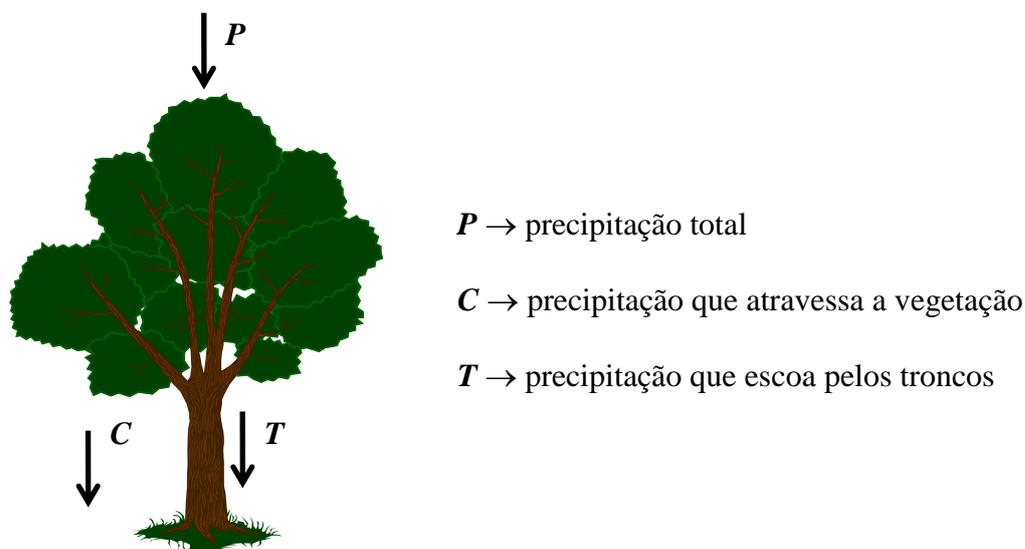


Figura 5.1 - Variáveis envolvidas no processo de interceptação.

processo de interceptação pode ser escrita como

$$S_I = P - C - T \quad (5.1)$$

onde S_I (mm) é a fração da precipitação correspondente à perda por interceptação. Embora seja uma prática restrita apenas a estudos experimentais, a equação 5.1 pode ser usada para quantificar a perda por interceptação a partir das outras variáveis envolvidas. Isso se faz

mediante a instalação de pluviômetros acima e abaixo da copa das árvores e de colares em torno de seus troncos, os quais recolhem e desviam a água para recipientes com graduação volumétrica apropriada. Estudos experimentais dessa natureza mostram que fatores diversos como a altura, a intensidade e a duração da precipitação, bem como a extensão, a densidade e o estágio de desenvolvimento da vegetação, afetam significativamente a perda por interceptação.

De acordo com Ponce (1989), as chuvas leves, de pequena duração, sofrem perdas substanciais por interceptação. Como essas chuvas são muito freqüentes, elas respondem por grande parte da perda média anual por interceptação, a qual se situa em torno de 25% da precipitação média anual. Para precipitações moderadas, a perda por interceptação situa-se entre 3 e 36% da altura de chuva, dependendo das características da cobertura vegetal. Para precipitações intensas e menos freqüentes, a perda por interceptação representa apenas uma pequena fração da altura total de chuva. Em conseqüência, é prática comum desprezarem-se as perdas por interceptação em estudos hidrológicos relativos às grandes enchentes.

5.2 Armazenamento em Depressões do Terreno

Outra abstração hidrológica é representada pelo armazenamento de parte da precipitação em depressões naturais ou artificiais do terreno. A partir do momento em que a intensidade da chuva supera a capacidade de infiltração (ver item 5.3), o excesso de chuva inicia o armazenamento em depressões. Essas depressões, em geral superpostas e interconectadas, variam muito em termos de área e volume. Atingida a capacidade de armazenamento das depressões menores, inicia-se o escoamento superficial em direção às depressões maiores e à rede de drenagem. Com a continuidade do excesso de chuva, as depressões maiores também atingem suas capacidades de armazenamento e, em conseqüência, intensifica-se o escoamento superficial em direção às calhas fluviais. Ao final da precipitação, a água acumulada nas depressões pode tanto infiltrar-se como evaporar-se.

Segundo Linsley et al. (1975), muitas bacias apresentam alturas equivalentes da **capacidade de armazenamento em depressões** entre 10 e 50 mm. Entretanto, estimativas razoavelmente precisas do armazenamento em depressões são de difícil obtenção. Em razão disso, é usual, em alguns estudos hidrológicos, arbitrar-se um valor um pouco maior à perda por interceptação, buscando dessa forma incorporar o volume armazenado em

depressões; a quantificação combinada dos dois processos é geralmente conhecida por **abstração inicial**.

O armazenamento em depressões pode exercer influência considerável na formação de enchentes em uma bacia hidrográfica. A existência de grandes depressões naturais, terraços e o cultivo em curvas de nível tendem a atenuar as vazões de pico dos hidrogramas de cheia, ao passo que os terraplenos e as obras de drenagem possuem efeito contrário sobre elas.

5.3 Infiltração

A infiltração é o movimento da água através da superfície para o interior do solo, distinguindo-se da percolação que se refere ao movimento da água dentro do solo. A infiltração e a percolação ocorrem nas camadas superiores do solo, as quais são constituídas por fragmentos de matéria inorgânica de várias dimensões e diferente composição mineralógica, assim como de matéria orgânica, ar e água. Os vazios ou poros do solo compreendem os espaços existentes entre os agregados estruturais e os espaços no interior dos próprios grãos constituintes, conforme ilustrados na Figura 5.2.

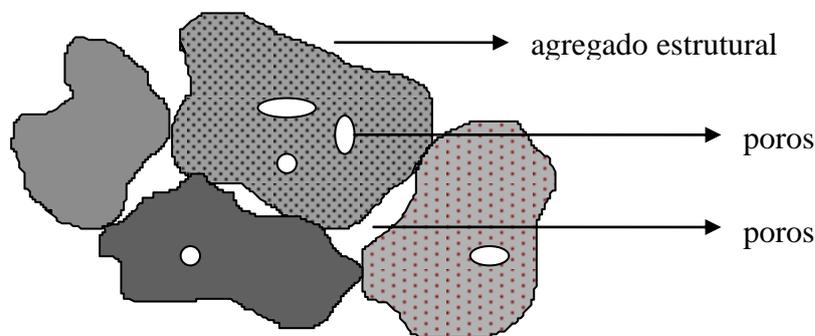


Figura 5.2 - Poros ou vazios em uma amostra de solo

Os poros ou vazios de um solo têm dimensões muito variáveis. Por permitirem a percolação descendente da água sob a ação da gravidade, os poros de maior diâmetro são chamados *poros gravitacionais*. Os de menor diâmetro são chamados *poros capilares*, por permitirem a retenção da água, sob a ação da tensão superficial entre os fragmentos do solo e a superfície líquida. A água penetra e se movimenta no interior do solo pela ação combinada das forças gravitacionais e capilares. Ambas agem verticalmente e provocam a percolação da água infiltrada em direção às camadas mais profundas do solo. Entretanto, as

forças capilares também agem lateralmente, desviando parte da água gravitacional para os poros capilares. Essa ação das forças capilares provoca o decréscimo progressivo do escoamento gravitacional à medida que a frente de umidade avança em direção às camadas mais profundas do solo. Além disso, a retenção de água pelas forças de capilaridade faz com que o escoamento gravitacional se processe com resistência hidráulica progressivamente maior através de poros cada vez menores, à medida que a precipitação avança no tempo. Pelas mesmas razões, a quantidade de água que se infiltra no início de uma chuva é menor se os poros capilares já estiverem sido preenchidos por um evento chuvoso anterior.

Horton (1933) definiu o termo **capacidade de infiltração**, doravante simbolizado por f_p , como sendo a quantidade *máxima* de água que um solo, sob dadas condições, pode absorver na unidade de tempo e por unidade de área horizontal. Portanto, a capacidade de infiltração refere-se a uma razão de variação ou intensidade máxima de absorção de água e suas unidades usuais são mm/h ou mm/dia. Em um dado instante, a intensidade atual de infiltração f_i será igual à capacidade de infiltração f_p somente se a intensidade de chuva i igualar ou exceder f_p . Nesse caso, o volume de chuva que excedeu a capacidade máxima de absorção do solo poderá acumular-se em depressões ou transformar-se em escoamento superficial. Contrariamente, se a cada instante $i \leq f_p$, então todo o volume de precipitação irá se infiltrar, aumentando o teor de umidade retida no solo ou percolando para os aquíferos. Essas duas situações estão indicadas na Figura 5.3, através de reservatórios hipotéticos.

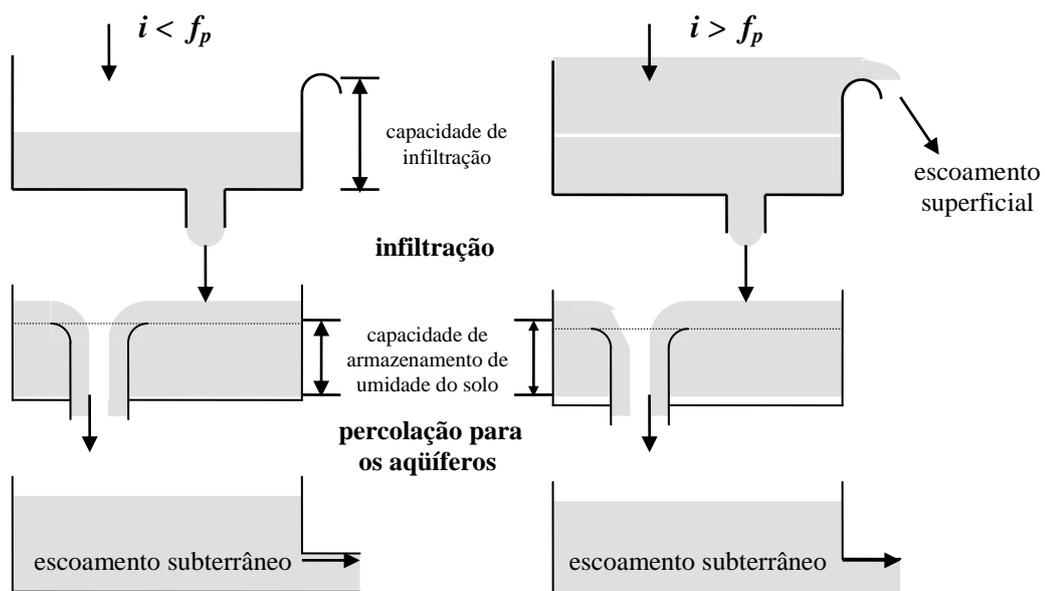


Figura 5.3 - Representação do mecanismo da infiltração através de reservatórios hipotéticos.

Fatores Intervenientes

A infiltração é um processo bastante complexo que depende de uma série de fatores inter-relacionados. Os principais são : a duração e a intensidade da chuva, as características físicas e o teor de umidade do solo, a cobertura vegetal e o manejo da terra. Tal como foi visto anteriormente, a retenção progressiva da água nos poros capilares provoca a redução da capacidade de infiltração com a duração da chuva (Figura 5.4). Vê-se também nessa figura que somente quando se inicia o escoamento superficial, é que a intensidade de infiltração irá atingir o valor máximo instantâneo, ou seja a capacidade de infiltração naquele instante. A influência da textura do solo na variação da capacidade de infiltração

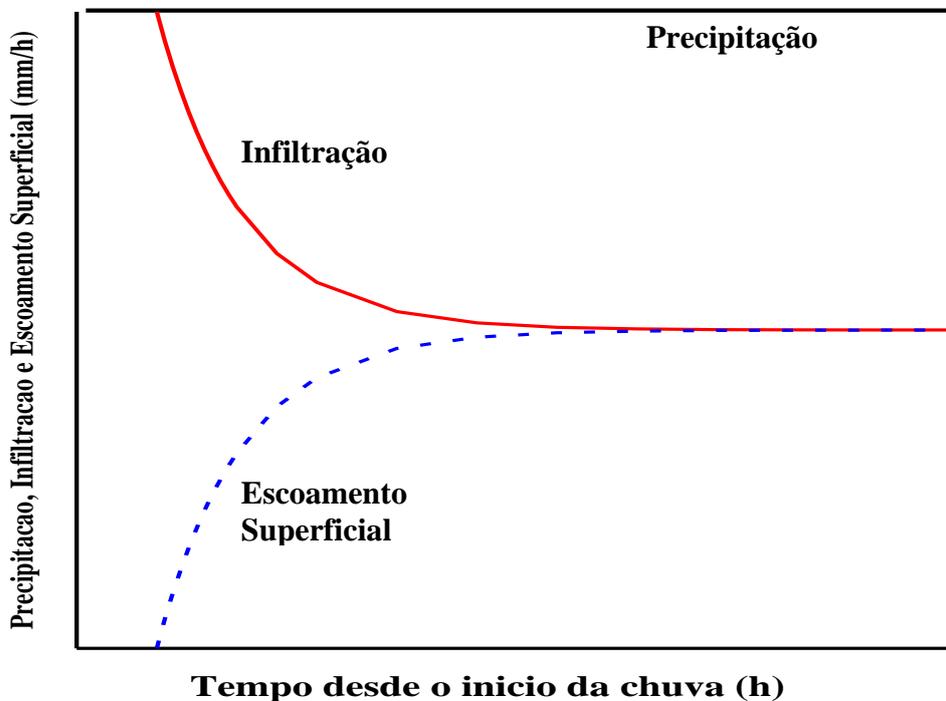


Figura 5.4 - Variação temporal da capacidade de infiltração e do escoamento superficial durante uma chuva de intensidade uniforme

pode ser visualizada na Figura 5.5a. Um solo arenoso, com poros de grande diâmetro, drena mais efetivamente a água gravitacional e tem maior capacidade de infiltração do que um solo argiloso. Por outro lado, a presença de cobertura vegetal não só atenua o efeito compactador provocado pelo impacto das gotas de chuva, como também cria condições favoráveis para a ação escavadora de insetos e animais, além de pequenas fissurações no solo, ao longo das raízes da planta. A combinação desses efeitos faz com que a presença de vegetação atue no sentido de aumentar a capacidade de infiltração, como exemplificado na

Figura 5.5b. Além disso, a macro-estrutura do terreno também tem influência sobre a capacidade de infiltração. Terrenos arados ou cultivados favorecem a absorção de água pelo solo (Figura 5.5c). Finalmente, se o solo estiver seco no início da chuva, a infiltração será grandemente facilitada; contrariamente, um maior teor de umidade presente no solo irá atuar no sentido de diminuir a capacidade de infiltração (Figura 5.5d).

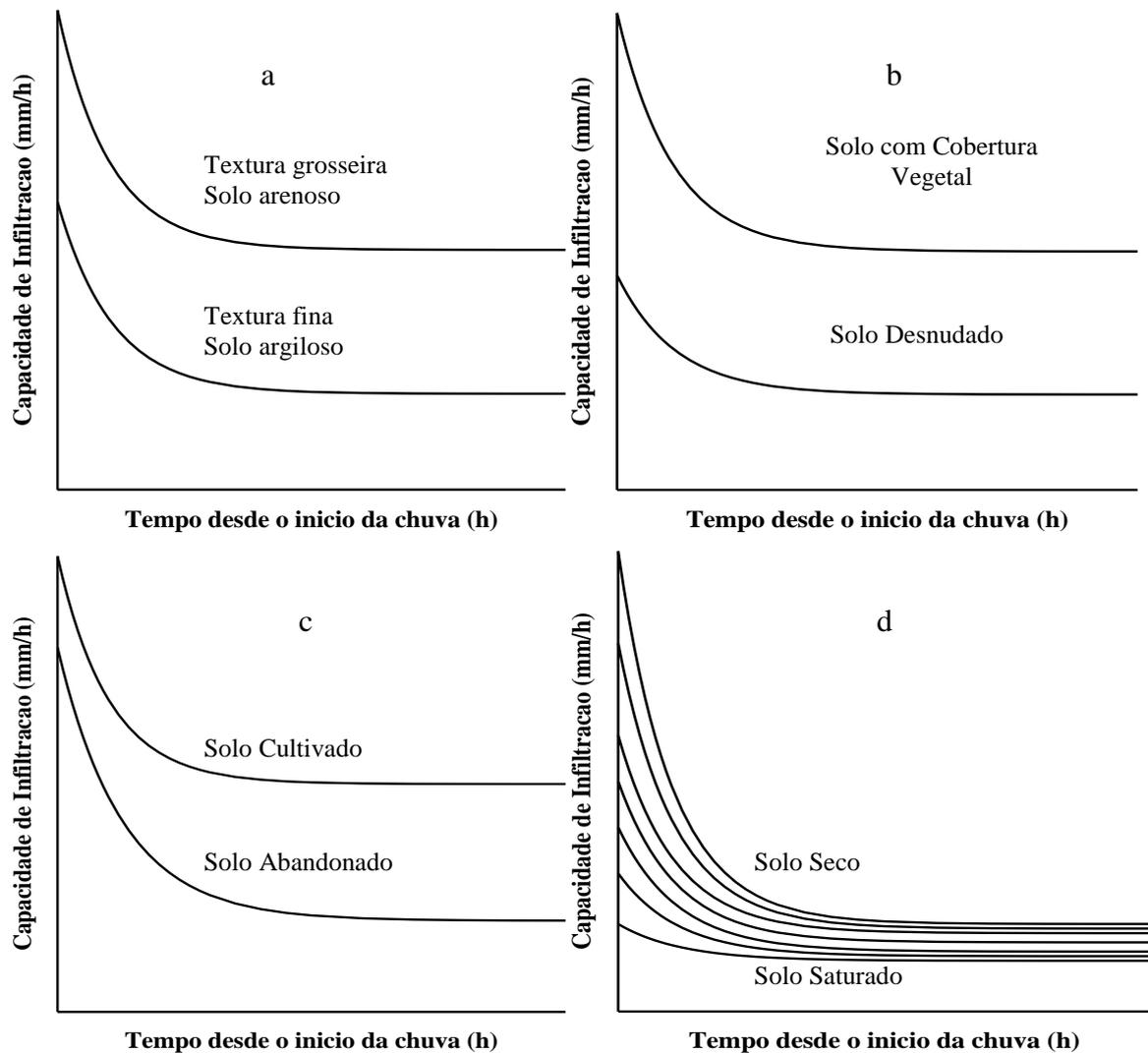


Figura 5.5 - Fatores Intervenientes na Variação da Capacidade de Infiltração

Além dos fatores intervenientes mencionados, cabe notar a enorme influência das ações humanas sobre o processo de infiltração. A compactação do solo devida à circulação de veículos, o desmatamento provocado pela exploração de extensas áreas agrícolas, o desnudamento e a impermeabilização resultantes da construção ou expansão de cidades concorrem para o decréscimo da capacidade de infiltração. As conseqüências óbvias dessas

ações são a maior disponibilidade de água para o escoamento, um menor tempo para a concentração desse escoamento na rede de drenagem e enchentes cada vez mais frequentes.

Medição da Capacidade de Infiltração

A capacidade de infiltração pode ser medida em um dado local através de **infiltrômetros** ou através de **simuladores de chuva**. Os infiltrômetros são cilindros metálicos, com 20 a 90 cm de diâmetro, os quais são cravados verticalmente no solo de forma que uma pequena altura livre reste sobre este. Durante a medição da capacidade de infiltração, mantém-se sobre o solo uma camada de água de espessura constante entre 0,5 e 2 cm. O volume de água necessário para manter o nível constante é controlado por um reservatório de alimentação graduado. Dividindo-se esse volume pela área do cilindro e pelo intervalo de tempo, obtém-se a estimativa de capacidade de infiltração média naquele local. Fatores como a ausência do efeito de compactação pelas gotas de chuva, a deformação estrutural do solo com a cravação dos cilindros e a fuga de ar para a área externa dos tubos podem resultar em erros consideráveis para as estimativas da capacidade de infiltração, obtidas por infiltrômetros. Esses inconvenientes podem ser evitados pelo uso de simuladores de chuva. Nesse caso, utilizam-se aspersores para provocar chuva artificial de intensidade uniforme superior à capacidade de infiltração, de modo a permitir escoamento superficial. As áreas de aplicação de chuva podem variar de 0,10 a 40 m². Conhecendo-se a intensidade de chuva artificial e medindo-se o escoamento superficial resultante, pode-se deduzir a capacidade de infiltração daquele local (ver Figura 5.4).

Fórmulas para Cálculo da Capacidade de Infiltração Pontual

Existem várias fórmulas que pretendem traduzir a variação temporal da capacidade de infiltração, durante um episódio de chuva, em um dado ponto de uma bacia hidrográfica. Uma das mais conhecidas é a **fórmula de Horton**, dada pela seguinte expressão :

$$f_p = f_c + (f_0 - f_c) \exp(-k t) \quad (5.2)$$

onde f_p representa o valor instantâneo da capacidade de infiltração no tempo t contado a partir do início da chuva, f_0 é o valor inicial, f_c é o valor mínimo e k é uma constante característica do solo. As unidades são [mm/h] para f_p , f_c e f_0 , [h] para t e [h⁻¹] para a constante k . Observe que para $t=0$, $f_p=f_0$ e para $t \rightarrow \infty$, $f_p \rightarrow f_c$ (Figura 5.6). A equação 5.2 possui três parâmetros : a capacidade de infiltração inicial, a capacidade final e uma

constante de decaimento exponencial. Esses parâmetros podem ser determinados através de medições locais por infiltrômetros ou simuladores de chuva. Para isso, estima-se inicialmente o valor de f_c através de um gráfico representativo da variação temporal das capacidades de infiltração medidas. De posse do valor de f_c , escolhem-se no gráfico dois conjuntos para f_p e t , os quais são em seguida substituídos na equação 5.2 para constituir um sistema de duas equações e duas incógnitas. As soluções simultâneas desse sistema fornecem os valores de f_0 e k .

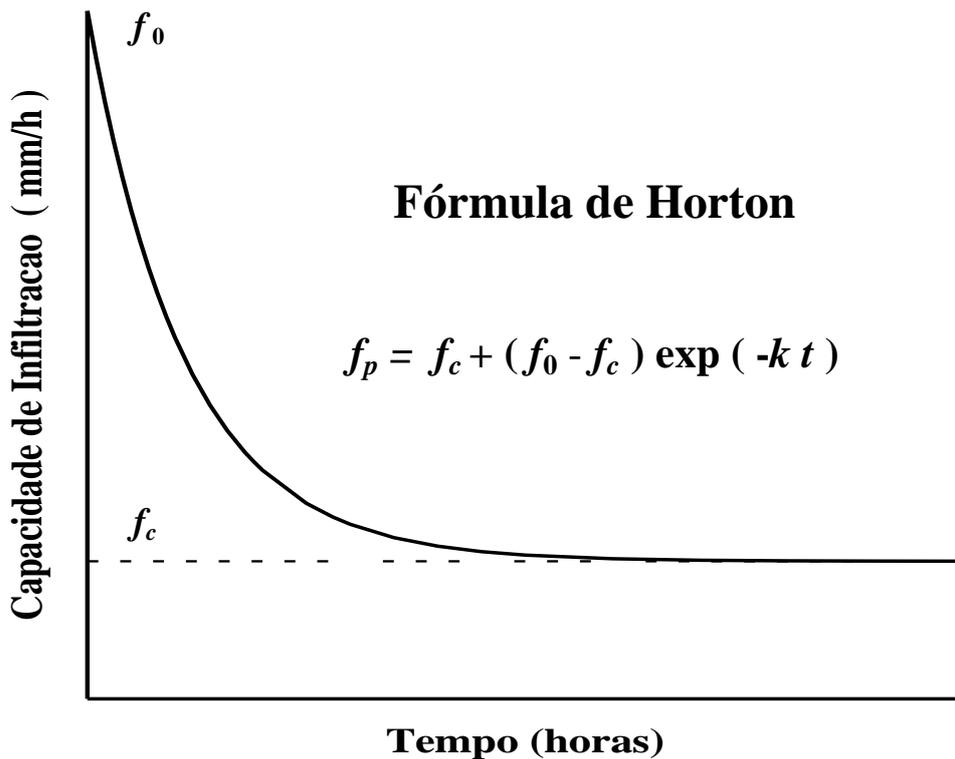


Figura 5.6 - Fórmula de Horton para a Variação Temporal da Capacidade de Infiltração

Os valores típicos da capacidade de infiltração ao final de 1 hora de precipitação, para alguns tipos de solos, encontram-se listados na Tabela 5.1. Em geral, esses valores aproximam-se das capacidades finais de infiltração f_c .

Tabela 5.1 - Valores típicos da Capacidade de Infiltração ao fim de 1 hora (Lencastre & Franco, 1984)

Tipo de Solo	$f_p (t=1)$ em mm/h
Infiltração Elevada (solos arenosos)	12,50-25,00
Infiltração Média (solos siltosos)	2,50-12,50
Infiltração Baixa (solos argilosos)	0,25-2,50

Pela fórmula de Horton, o volume total infiltrado F , em mm, ao fim de um tempo t é dado por

$$F = \int_0^t [f_c + (f_0 - f_c) \exp(-kt)] dt = f_c t - \frac{f_0 - f_c}{k} [\exp(-kt) - 1] \quad (5.3)$$

Exemplo : Suponha que, em um dado local, foram determinados os seguintes parâmetros da fórmula de Horton : $f_0=3,5$ mm/h, $f_c=0,5$ mm/h e $k=0,90$ h⁻¹. Pede-se : (a) calcular a capacidade de infiltração 2 horas depois do início da chuva; (b) o total infiltrado depois de 6 horas de chuva; e (c) estimar o volume escoado em m³ se a chuva de 6 horas foi de 10 mm, sobre uma bacia de 10 km², cujas características de infiltração são homogêneas e idênticas às descritas acima.

Solução :

(a) $f_p = f_c + (f_0 - f_c) \exp(-k t) = 0,5 + (3,5 - 0,5) \exp(-0,90 \times 2) = 0,996$ mm/h

(b) $t=6$ na Eq. 5.3 $\Rightarrow F=6,315$ mm

(c) Seja S o volume de escoamento superficial. Pelo balanço hídrico : $S=P-F= 3,685$ mm, distribuídos sobre 10 km². Em m³ : $S = 3,685 \times 10^{-3} \times 10 \times 10^6 = 36850$ m³.

A **fórmula de Philip** (1957), considerada menos empírica do que a de Horton, representa outro modelo para a variação temporal da capacidade de infiltração em um ponto. Ela é dada pela seguinte expressão :

$$f_p = \frac{s}{2\sqrt{t}} + A \quad (5.4)$$

onde s (mm/h^{0.5}) é um parâmetro empírico proporcional à velocidade de penetração da frente de umidade (ou frente de molhamento), A (mm/h) representa o valor mínimo da capacidade de infiltração e t o tempo desde o início da precipitação. Os parâmetros s e A estão relacionados respectivamente à influência das forças capilares e gravitacionais no processo de infiltração. A infiltração acumulada F (mm), pela fórmula de Philip, é dada por

$$F = s\sqrt{t} + At \quad (5.5)$$

Cálculo da Infiltração Espacial

As variabilidades espacial e temporal dos parâmetros presentes nas fórmulas de infiltração tornam-nas de difícil aplicação em grandes superfícies heterogêneas, sujeitas a intensidades de precipitação não uniformes. Esse fato conduz à utilização dos chamados “**índices de infiltração**”, os quais representam modelos aproximados, porém de uso prático, do processo de infiltração. Esses índices pressupõem que a capacidade de infiltração de uma área (ou bacia) seja *constante* ao longo da duração da precipitação. Como de fato, a capacidade de infiltração decresce exponencialmente com o tempo, os índices de infiltração subestimam seu valor inicial e superestimam seu valor final; dessa forma, espera-se que esses valores se compensem e que sejam obtidos boas estimativas do volume de infiltração ao fim do episódio chuvoso. O índice de infiltração mais simples e mais utilizado na prática é o **índice ϕ** . Esse índice é definido como o valor constante a ser subtraído das intensidades variáveis de chuva de forma a obter o volume de escoamento superficial observado. De posse da distribuição temporal da precipitação e do volume observado (ou altura equivalente) de escoamento superficial, calcula-se o índice ϕ através do processo de tentativa-erro, tal como exemplificado a seguir.

Exemplo : Uma precipitação de duração 6 horas teve a seguinte distribuição espacial :

Tempo (h)	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
Intensidade de Chuva (mm/h)	4	16	13	2	11	4

Se o volume observado de escoamento superficial foi $S=20$ mm, calcule o índice ϕ .

Solução : A altura total de chuva foi de 50 mm, o que significa que a altura equivalente do volume de infiltração foi de $50-20=30$ mm. Supondo-se que o índice ϕ esteja compreendido entre 5 e 10 mm/h, a solução iterativa faz-se através da seguinte equação :

$$(i_{1-2} - \phi) \times \Delta t + (i_{2-3} - \phi) \times \Delta t + (i_{4-5} - \phi) \times \Delta t = S \text{ ou}$$

$(16-\phi) \times 1 + (13-\phi) \times 1 + (11-\phi) \times 1 = 20 \Rightarrow \phi = 6,667$ mm/h, encontrando-se portanto no intervalo entre 5 e 10 mm/h, como inicialmente suposto. Caso essa suposição estivesse incorreta, o valor calculado estaria fora do intervalo e se procederia a uma nova tentativa. Agora, faça um gráfico da variação temporal das intensidades de precipitação para o exemplo acima. Você irá verificar que temos 20 mm acima do índice ϕ , correspondentes ao escoamento superficial, e 30 mm abaixo, esses relativos ao volume de infiltração.

5.4 Evaporação

A evaporação é o processo pelo qual a água acumulada nas depressões do terreno ou em corpos d'água, como lagos e reservatórios, transforma-se em vapor e retorna à atmosfera. A evaporação ocorre quando as moléculas de água adquirem energia cinética suficiente para se libertarem da superfície líquida. A energia necessária por unidade de massa corresponde ao calor latente de vaporização, o qual provem das trocas de radiação e calor na atmosfera. Na linha de contato entre a superfície líquida evaporante e o ar, há uma troca contínua de moléculas em estados líquido e gasoso. À medida que o processo de evaporação continua, a pressão de vapor na camada imediatamente acima da superfície evaporante aumenta até atingir o seu valor de saturação. Para que o processo de evaporação continue, é necessário que aquela camada de ar saturado de vapor d'água seja removida e, conseqüentemente, possa existir um “déficit de saturação”. A remoção da camada de ar saturado é proporcionada pelo vento atuante sobre a superfície líquida. Portanto, para haver e manter a evaporação é preciso : (a) que haja suprimento de energia; (b) que exista um gradiente de pressão de vapor entre a superfície evaporante e a atmosfera; e (c) que haja vento atuante. Essa descrição qualitativa permite concluir que o processo de evaporação compreende duas etapas : transferência de calor e transferência de massa.

Grandezas Características e Fatores Intervenientes

Do ponto de vista da engenharia hidrológica, as grandezas características do processo são a **‘perda’ por evaporação** e a **intensidade de evaporação**. A ‘perda’ por evaporação é a quantidade de água evaporada por unidade de área horizontal; é geralmente expressa em mm. A intensidade de evaporação é a velocidade com que se processa a perda por evaporação, sendo geralmente expressa em mm/dia ou mm/mês. Por exemplo, durante o mês de Janeiro de 1986, a perda por evaporação do reservatório de Três Marias foi de 168 mm, à intensidade de 5,42 mm/dia. As grandezas características do processo de evaporação são dependentes de vários fatores. Os mais importantes são : a radiação solar, as temperaturas do ar e da água, a pressão de vapor (ou umidade relativa) presente no ar, a velocidade do vento e a pressão atmosférica.

Conforme visto no capítulo 3, o balanço entre a radiação de ondas curtas proveniente do Sol e a radiação de ondas longas da Terra permite o fornecimento de calor latente de vaporização e calor sensível para o processo de evaporação. A perda por evaporação é

proporcional ao balanço entre a energia solar incidente e a energia de ondas longas perdida pela superfície evaporante. Outros termos importantes a se considerar nesse balanço energético são as transferências de *calor sensível* por condução e convecção entre a superfície evaporante e a atmosfera e por advecção entre o corpo d'água e os rios afluentes. Esses termos são dependentes principalmente das temperaturas do ar e da água. A influência da umidade relativa do ar no processo de evaporação pode ser visualizada pela curva da pressão de vapor de saturação em função da temperatura (Figura 5.7). Nessa figura, suponha que o ar esteja à temperatura T_1 e que contenha vapor à pressão e_1 . O défi-

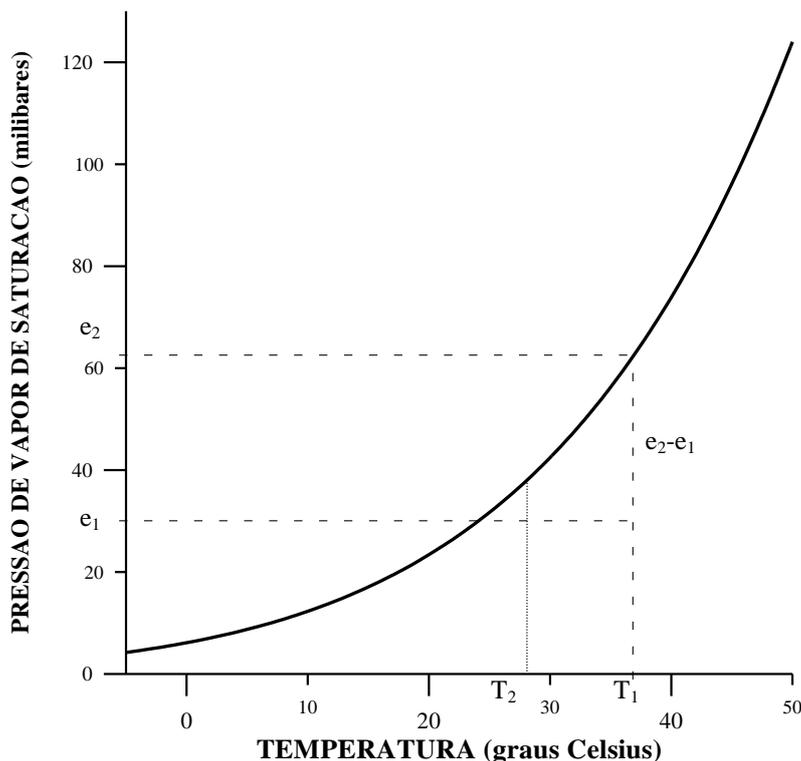


Figura 5.7 - Influência da Umidade Relativa do Ar no Processo de Evaporação

cit de evaporação é $(e_2 - e_1)$ indicando a quantidade máxima de vapor d'água que pode ser acrescida a esse volume de ar à temperatura T_1 . Logo, vê-se que, mantida a temperatura do ar, a evaporação é diretamente proporcional ao déficit de saturação $(e_2 - e_1)$. Como por definição a umidade relativa do ar é $U = 100(e_1/e_2)$, conclui-se que essa grandeza é inversamente proporcional à perda por evaporação. Ainda com relação à Figura 5.7, observe que se o ar estiver à temperatura $T_2 < T_1$, o déficit de saturação será menor, a umidade relativa maior e, em conseqüência, a evaporação será inferior àquela observada à temperatura T_1 .

A saturação do ar próximo à superfície líquida evaporante interrompe o processo de evaporação. Para que ele continue, é necessário que o ar saturado seja removido através da ação do vento. Maiores velocidades do vento próximo à superfície evaporante implicam em maiores intensidades de evaporação.

A influência da pressão atmosférica no processo de evaporação é pequena. Embora essa influência não seja considerada na maioria dos estudos hidrológicos, pode-se afirmar que quanto maior a altitude, menor a pressão atmosférica e maior é a intensidade de evaporação.

Cálculo da Evaporação de um Corpo d'Água

A evaporação de um lago ou reservatório não pode ser medida diretamente. Por essa razão, o cálculo da evaporação de um corpo d'água faz-se através de abordagens indiretas, entre as quais se destacam (a) o método do balanço hídrico; (b) a fórmula de Penman; e (c) a medição por tanques evaporimétricos.

a) Método do Balanço Hídrico

Considerando-se que os estados de armazenamento de uma lago ou reservatório sejam conhecidos e que todas as afluições e defluências possam ser medidas em um dado intervalo de tempo, a evaporação pode ser calculada por

$$E = P + A - D - I - \Delta S \quad (5.6)$$

onde E é evaporação, P é a precipitação direta sobre o espelho d'água, A e D simbolizam as somas das afluições e defluências respectivamente, I a infiltração e ΔS a alteração de volume no intervalo de tempo considerado. As unidades de todos os termos da equação 5.6 são de volume ou altura equivalente sobre a área do reservatório. Com exceção da infiltração, todos os outros termos da equação 5.6 podem ser medidos com relativa facilidade. Entretanto, a dificuldade de se avaliar a infiltração faz com que a aplicação do método do balanço hídrico restrinja-se a reservatórios ou lagos pouco profundos, sobre terrenos pouco permeáveis.

b) Fórmula de Penman

Penman (1948) combinou as equações de transferência de energia e de massa no desenvolvimento de sua fórmula para o cálculo da evaporação de um corpo d'água. A fórmula de Penman pode ser expressa da seguinte forma :

$$E = \frac{\alpha E_n + E_a}{\alpha + 1} \quad (5.7)$$

onde E é a intensidade de evaporação em cm/dia, E_a representa a intensidade de evaporação em cm/dia devida às trocas de massa, E_n a intensidade de evaporação em cm/dia devida à transferência de energia e α é um fator de ponderação. O termo E_n pode ser avaliado por

$$E_n = \frac{Q_n}{\rho H_v} \quad (5.8)$$

onde Q_n simboliza a radiação solar líquida, medida por aparelhos chamados radiômetros e expressa em cal/cm²/dia, ρ é a massa específica da água em g/cm³ e H_v é o calor latente de vaporização em cal/g. O termo E_a pode ser calculado pela expressão

$$E_a = (0,013 + 0,00016v_2) e_s \left(\frac{100 - U}{100} \right) \quad (5.9)$$

na qual, v_2 é a velocidade do vento medida a 2 metros acima da superfície e expressa em km/dia, e_s é a pressão de vapor de saturação em milibares, à temperatura do ar T °C, e U é a umidade relativa do ar. O fator de ponderação α é uma função da temperatura do ar T (°C) e dado por

$$\alpha = \frac{(0,00815T + 0,8912)^7}{0,66} \quad (5.10)$$

Exemplo : Calcular a intensidade de evaporação pela fórmula de Penman para as seguintes condições atmosféricas : temperatura do ar $T=28^\circ\text{C}$, radiação solar líquida $Q_n=670$ cal/cm²/dia, velocidade do vento $v_2=180$ km/dia e umidade relativa do ar $U=82\%$.

Solução :

-cálculo da pressão de vapor de saturação e_s

Equação 3.3 com $T=28^\circ\text{C} \Rightarrow e_s=37,38$ mb

-cálculo de E_a

Equação 5.9 $\Rightarrow E_a=0,284$ cm/dia

-cálculo de H_v (ver exercício 7, capítulo 3)

supondo que a temperatura da água é a mesma do ar, $H_v=597,3-0,564T = 581,51$ cal/g

-cálculo de E_n

Equação 5.8 com $\rho=1\text{g/cm}^3 \Rightarrow E_n=1,152$ cm/dia

-cálculo de α

Equação 5.10 $\Rightarrow \alpha=3,337$

-cálculo de E

Equação 5.7 $\Rightarrow E=0,952$ cm/dia ou 9,52 mm/dia

c) Medição por Tanques Evaporimétricos

As limitações do método do balanço hídrico e a dificuldade de avaliação de alguns elementos da fórmula de Penman conduziram à medição indireta da evaporação através de **tanques evaporimétricos**. Esses são pequenos reservatórios impermeáveis, cheios de água, expostos às condições atmosféricas e instalados próximos ao lago ou reservatório cuja evaporação se quer determinar. A *evaporação diária* do tanque evaporimétrico é obtida pelo princípio do balanço hídrico. Apesar de existirem vários tipos de tanques evaporimétricos, o de uso mais difundido no Brasil é o chamado “tanque classe A”, originalmente padronizado pelo U.S. Weather Bureau. Trata-se de um tanque circular, construído em ferro galvanizado sem pintura, de diâmetro 122 cm e altura 25,4 cm, tal como mostrado na Figura 5.8.

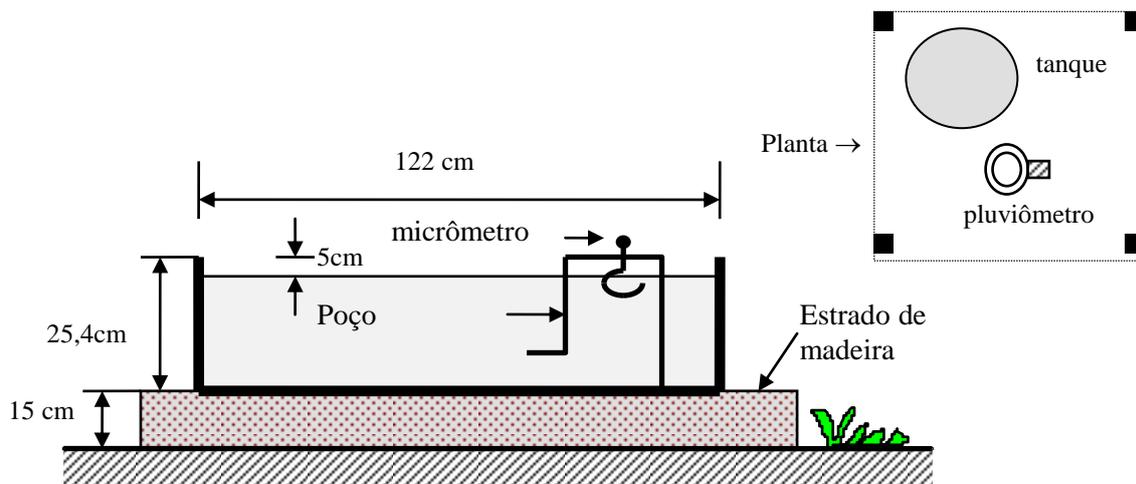


Figura 5.8 - Tanque Evaporimétrico “Classe A”

O tanque “classe A” é montado sobre um estrado de madeira de 15 cm de altura. Deve-se encher o tanque até que a superfície da água esteja a 5 cm dos bordos. O nível d’água é medido às 9 horas de cada dia através de um micrômetro, solidário a uma ponta de leitura instalada dentro de um poço tranquilizador. Se não ocorrer precipitação, a evaporação diária é dada pela diferença entre duas leituras consecutivas. Entretanto, se houver precipitação, deve-se somar a altura diária, medida pelo pluviômetro, à diferença entre as leituras consecutivas do tanque evaporimétrico.

Devido às suas pequenas dimensões, relativamente às de um lago ou reservatório, o tanque evaporimétrico recebe maiores fluxos de energia por radiação e também por condução pela base e pelos lados. A ação do vento de remoção da camada de ar saturado também é relativamente facilitada. Esses fatores fazem com que os dados obtidos por tanques evaporimétricos superestimem a evaporação diária de um lago ou reservatório. Por essa razão, é usual corrigirem-se os dados de tanques evaporimétricos através do chamado “**coeficiente de tanque**”, esse sempre inferior à unidade. Esse coeficiente varia com o local, com a época do ano e com a profundidade do corpo d’água; essa variação, entretanto, é de difícil determinação. Na região sudeste do Brasil, é usual adotar-se um valor constante entre 0,7 e 0,8 como fator de correção para os dados evaporimétricos obtidos através de tanques “classe A”.

5.5 Evapotranspiração

A evapotranspiração é o processo pelo qual a água armazenada nos lagos, nos reservatórios, nos cursos d’água, no solo e na vegetação transforma-se em vapor e retorna à fase atmosférica do ciclo hidrológico. Nesse sentido, a evapotranspiração inclui todo o volume de água que retorna à atmosfera sob a forma de vapor, seja por evaporação das superfícies líquidas ou da umidade do solo, seja por transpiração das plantas.

A transpiração consiste basicamente no transporte da água retida no solo até a superfície das folhas, pela ação das raízes das plantas. A transpiração inicia-se quando a diferença de concentração entre a seiva dentro das raízes e a água retida no solo cria uma pressão osmótica que força a entrada de água para o interior da planta. Em seguida, a água é transportada até os espaços intercelulares existentes no interior das folhas. Essas possuem aberturas, chamadas *estômatos*, que permitem a entrada de ar e gás carbônico para o interior das plantas. O processo de fotossíntese consiste na produção de carboidratos, fundamentais para o desenvolvimento da planta, a partir de uma pequena fração da água disponível e do dióxido de carbono absorvido através dos estômatos. Entretanto, quando os estômatos se abrem, a água escapa através deles e atinge a superfície das folhas, onde ela torna-se sujeita à evaporação. Segundo Linsley et al. (1975), a razão entre a quantidade de água que retorna à atmosfera por transpiração e a quantidade de água que é efetivamente usada para o desenvolvimento da planta é superior a 800.

Da mesma forma que a evaporação do solo, a transpiração está limitada ao volume de água retida sob a ação das forças de capilaridade. De acordo com a representação por

reservatórios hipotéticos, anteriormente utilizada no item 5.3, o armazenamento de umidade do solo por retenção capilar possui limites como os indicados na Figura 5.3. Em agronomia, é usual referir-se ao limite superior como a **capacidade de campo**, correspondente à posição do extravasor do segundo reservatório da Figura 5.3. Esse limite refere-se ao volume de água que fica retida no solo após completar-se a drenagem por gravidade; segundo Linsley et al. (1975), a capacidade de campo é obtida quando se submete uma amostra de solo saturado a uma pressão de 1/3 atmosferas. Da mesma forma, o limite inferior, chamado de **ponto de murchamento permanente**, representa o teor de umidade do solo abaixo do qual as raízes das plantas não conseguem extrair a água de que necessitam e iniciam a fase de definhamento. O ponto de murchamento permanente é obtido experimentalmente submetendo-se uma amostra de solo à pressão de 15 atmosferas. A diferença entre esses dois limites representa a capacidade de armazenamento de umidade do solo, também indicada na Figura 5.3. Essa umidade disponível corresponde à máxima quantidade de água que pode ser usada para os processos de evaporação da água do solo e de transpiração das plantas. Os valores típicos do teor de umidade, nos limites da capacidade de campo e do ponto de murchamento permanente, de alguns tipos de solos encontram-se listados na Tabela 5.2. Observe que um solo arenoso, no qual predominam os poros de grandes dimensões, é bastante permeável à água gravitacional tendo, em consequência, pequena capacidade de armazenamento de umidade por retenção capilar. Por outro lado, um solo argiloso possui grande capacidade de armazenamento de água capilar, porém é pouco permeável à água gravitacional.

Tabela 5.2 - Valores Típicos de Umidade para alguns tipos de Solo, em porcentagem do peso de solo seco (adap. Linsley et al., 1975)

Tipo de Solo	Capacidade de Campo	Ponto de Murchamento Permanente	Umidade Disponível
arenoso	5	2	3
siltoso	22	13	9
argiloso	36	20	16

A limitação da intensidade de evapotranspiração, imposta pela quantidade de umidade disponível do solo, tornou necessária a introdução do conceito de **evapotranspiração potencial** (ETP_{pot}). A evapotranspiração potencial é definida como a evapotranspiração que ocorreria caso o solo apresentasse, a todo instante, um teor de umidade suficiente para levar a planta à plena maturidade. Isso equivale a dizer que a retenção capilar deve estar a todo instante em um valor igual ou pouco inferior à capacidade de campo. A ETP_{pot} distingue-se da evapotranspiração real ou efetiva (ETP_{real}),

a qual se refere à evapotranspiração ocorrida sem nenhuma restrição ao deplecionamento da retenção capilar, podendo esse armazenamento chegar a valores inferiores ao ponto de murchamento permanente. Em regiões áridas, a ETP_{pot} e a ETP_{real} podem apresentar valores bastante distintos; a diferença entre a precipitação e a evapotranspiração potencial representa um valor proporcional ao volume de água a ser suprido por irrigação. Em regiões úmidas, com precipitação uniformemente distribuída ao longo do ano, a ETP_{pot} e a ETP_{real} podem apresentar valores próximos.

Quando o deplecionamento da retenção capilar pode ocorrer livremente, a evapotranspiração real depende principalmente da umidade disponível e das propriedades do solo, tais como composição mineralógica, textura e granulometria. Se a camada superficial do solo está úmida, o tipo, a coloração, a densidade e o período de crescimento de uma planta afetam a exposição, a distribuição e a reflexão da radiação solar pela folhagem, assim como a turbulência do ar. Inversamente, a radiação solar e a turbulência do ar afetam a abertura dos estômatos dos diversos tipos de plantas, alterando dessa forma a transmissão da água de seus sistemas radiculares até as folhas. Essa dependência mútua e a prevalência dos fatores meteorológicos conduzem à generalização da idéia de que, *sob condições potenciais*, a evapotranspiração é regida principalmente pelas condições atmosféricas. Por isso, alguns autores sugerem que os mesmos métodos de cálculo usados para a evaporação de superfícies líquidas sejam também utilizados para o cálculo da *evapotranspiração potencial*, sem ou, às vezes com, correção devida aos fatores vegetativos.

Cálculo da Evapotranspiração Potencial

a) Fórmula de Penman

A fórmula de Penman (Eq. 5.7) foi originalmente concebida para expressar a evaporação de superfícies líquidas. Alguns estudos experimentais, realizados no hemisfério norte, sugerem um fator de correção entre 0,6 e 0,8 para obtenção da evapotranspiração potencial a partir da equação 5.7. Outros estudos sugerem que a evapotranspiração potencial é equivalente à evaporação de superfícies líquidas. Nesse caso, os dados obtidos pela equação 5.7 podem ser usados para expressar as intensidades da ETP_{pot} . Segundo Ponce (1989), a sólida fundamentação física e a flexibilidade da fórmula de Penman permitem a sua utilização tanto para o cálculo da evaporação de superfícies líquidas quanto da evapotranspiração potencial, sem nenhum fator de correção.

b) Medição por Tanques Evaporimétricos

Os tanques evaporimétricos, descritos no item 5.4, medem os efeitos da radiação solar, vento, temperatura e umidade sobre a evaporação de superfícies líquidas. A vegetação está sujeita a essas mesmas condições meteorológicas, mas podem responder diferentemente a elas, no que se refere à evapotranspiração. Apesar dessas diferenças, os dados de tanques evaporimétricos tem sido utilizados para se estimar as intensidades de evapotranspiração potencial. Nesse caso, utiliza-se a seguinte fórmula :

$$ETP_{pot} = K E_{tanque} \quad (5.11)$$

onde K é o fator de correção, inferior a 1 e dependente das características da vegetação e das condições de instalação do tanque, e E_{tanque} representa as medições obtidas pelo tanque evaporimétrico. Ponce (1989) apresenta valores de K variando entre 0,45 e 0,85, conforme as características da vegetação, as condições de instalação e manutenção do tanque e diferentes fatores meteorológicos. Para a região sudeste do Brasil e na ausência de estudos experimentais detalhados, sugere-se atribuir valores entre 0,7 e 0,8 ao fator de correção.

Medição da Evapotranspiração

A evapotranspiração potencial pode ser medida através de aparelhos denominados **evapotranspirômetros**, cujo princípio de funcionamento encontra-se esquematizado na Figura 5.9. Com relação a essa figura, se P representa a precipitação (ou o volume de irrigação expresso em altura equivalente) tal que o teor de umidade do solo seja mantido à capacidade de campo, então é válida a expressão

$$ETP_{pot} = P - S \quad (5.12)$$

onde S representa o volume medido de água drenada por gravidade. Sem a aplicação de chuva artificial, isto é se o teor de umidade do solo puder se deplecionar livremente até mesmo abaixo do ponto de murchamento permanente, o evapotranspirômetro torna-se o **lisímetro**, aparelho destinado a medir a evapotranspiração real ou efetiva.

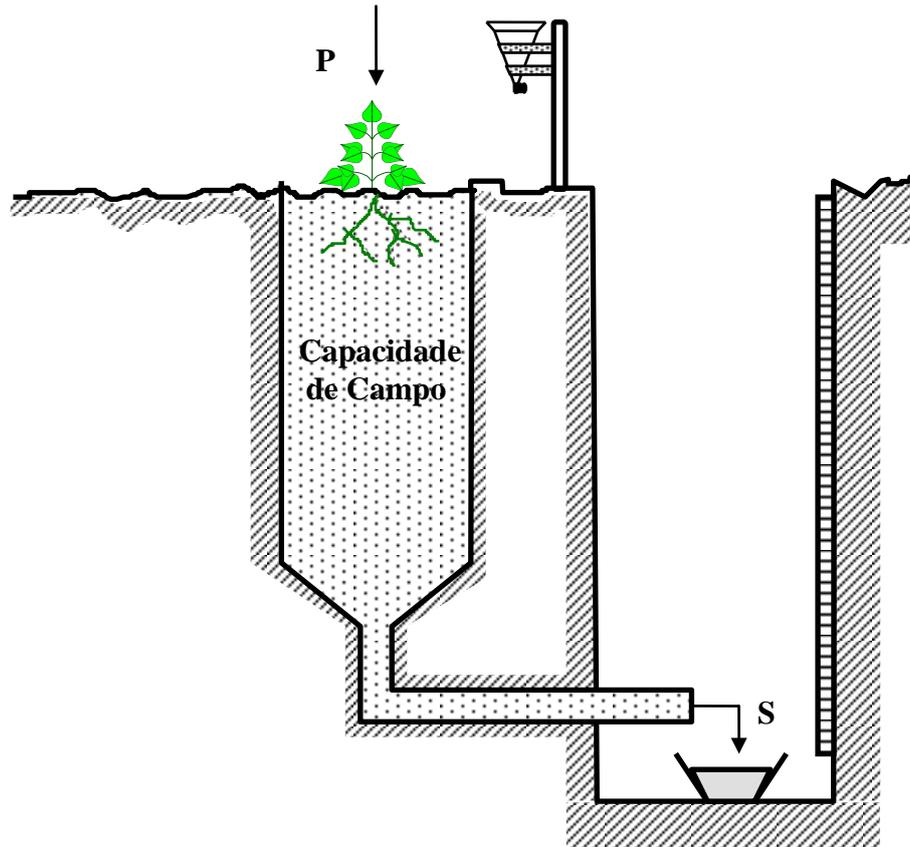


Figura 5.9 - Esquema do Princípio de Funcionamento de um Evapotranspirômetro.

Exercícios

- 1) Com relação à fórmula de Horton, mostre que F , o volume total de infiltração acima da linha $f_p = f_c$, é dado por $F = \frac{f_0 - f_c}{k}$.
- 2) Estime os parâmetros da fórmula de Horton para as seguintes medições infiltrométricas

Tempo (h)	f_p (mm/h)
1	2,250
3	1,143
∞	0,900

- 3) Estime os parâmetros da fórmula de Philip para o exercício 2.
- 4) Dadas as medições infiltrométricas abaixo, estime os parâmetros da fórmula de Philip.

Tempo (h)	f_p (mm/h)
2	1,7
4	1,5

- 5) Durante um período de 14 horas, um pluviógrafo registrou a distribuição temporal de chuva da tabela abaixo. Se a altura equivalente de escoamento superficial foi de 170 mm, calcule o índice ϕ .

Tempo (h)	0-2	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14
Intensidade Média (mm/h)	12	23	40	33	4	12	5

- 6) Conhecido o hietograma de chuva horária precipitada uniformemente sobre uma bacia hidrográfica de área de 500 km^2 , empregar a fórmula de capacidade de infiltração de Horton para calcular :
- a chuva efetiva
 - o índice ϕ
 - o volume de escoamento superficial em m^3

Tempo (horas)	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
Altura de Chuva (mm)	38,7	33,4	25,0	16,3	12,5	11,8

Parâmetros da fórmula de Horton : $f_0 = 22,0 \text{ mm/h}$, $f_c = 11,1 \text{ mm/h}$, $k = 0,32$.

- 7) Durante o mês de Julho de 1981, a afluência média ao reservatório de Três Marias foi de $430 \text{ m}^3/\text{s}$. No mesmo período, a CEMIG operou o reservatório liberando para jusante uma vazão de $250 \text{ m}^3/\text{s}$ para atendimento à navegação, sendo que a geração de energia elétrica consumiu uma vazão adicional de $500 \text{ m}^3/\text{s}$. A precipitação mensal na região foi de apenas 5 mm. O NA do reservatório era de 567 m no início do mês e deplecionou para 565,80 m no final do mês. Dada a relação cota-área-volume do reservatório e sabendo-se que a evaporação mensal medida em tanque classe A foi de 146 mm, calcule o **coeficiente de tanque**, ou seja o fator de transformação {evaporação de reservatório/evaporação de tanque classe A}, válido para o local. Despreze as perdas por infiltração e calcule a precipitação efetiva (precipitação-evaporação) sobre o lago com base no NA médio mensal. Fazer interpolação linear na relação cota-área-volume.

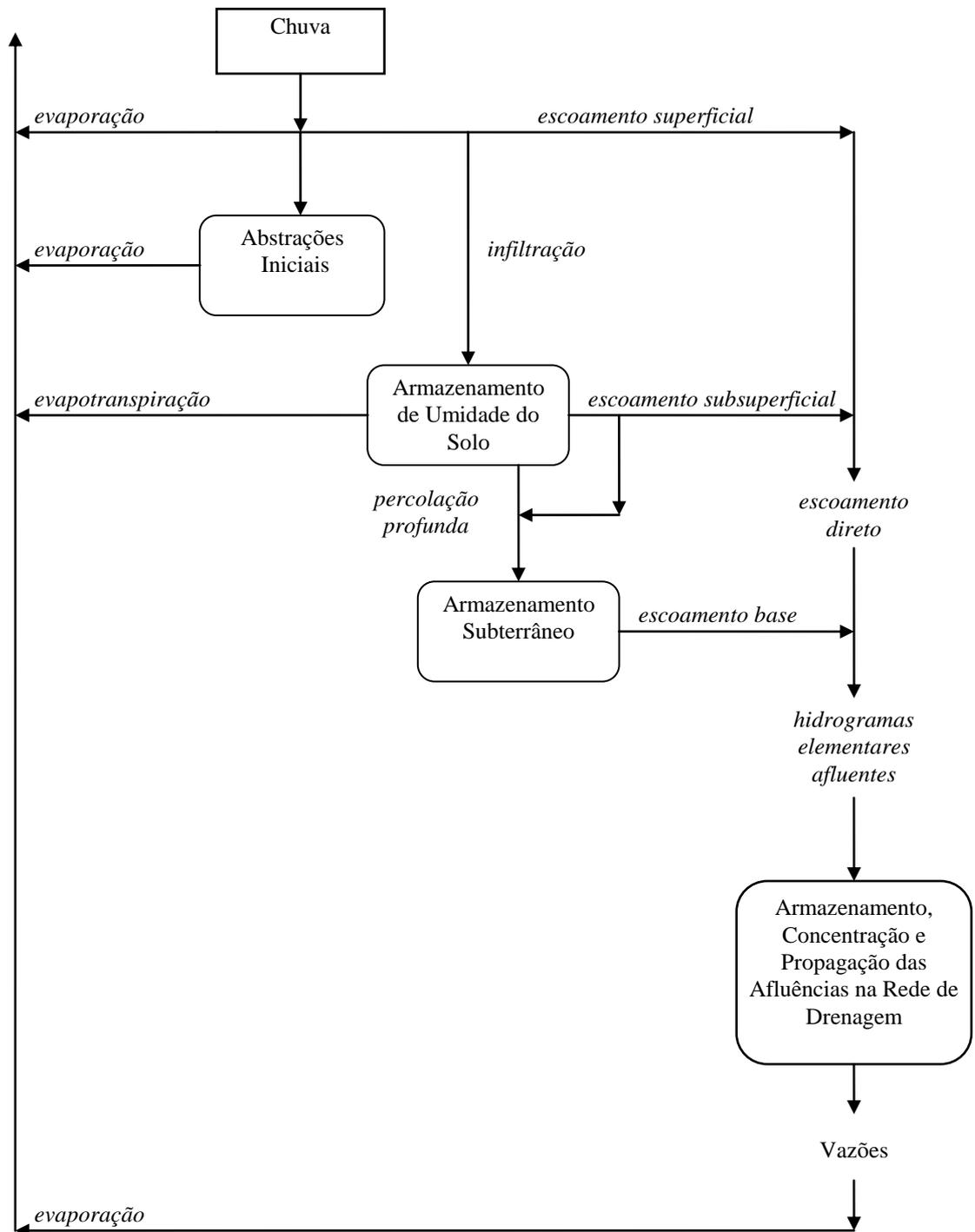
Reservatório de Três Marias - Relação Cota-Área-Volume

NA (m)	Volume (10^9 m ³)	Área do reservatório (km ²)
565,00	12,729	912
565,50	13,126	933
566,00	13,527	953
566,50	13,929	974
567,00	14,331	995
567,50	14,733	1018
568,00	15,135	1040

- 8) Use a fórmula de Penman para calcular a intensidade diária de evaporação para as seguintes condições meteorológicas : temperatura do ar : 23 °C, radiação solar líquida : 587 cal/cm²/dia, velocidade do vento a 2 m da superfície : 165 km/dia, umidade relativa do ar : 53%.
- 9) Os métodos de Thornthwaite e de Blaney-Criddle utilizam principalmente dados de temperatura para a estimativa da evapotranspiração potencial. Pesquise sobre esses métodos e compare-os com a fórmula de Penman.
- 10) Existe alguma controvérsia quanto à equivalência entre a evaporação de superfícies líquidas e a evapotranspiração potencial. Com base na fórmula de Penman, alguns autores sugerem que o termo E_n , correspondente à transferência de energia, é maior para superfícies líquidas, ao passo que o termo E_a , correspondente à troca de massa, é maior para a evapotranspiração; dessa forma, os resultados se compensariam. Em seu livro “Engineering Hydrology - Principles and Practices”, Ponce (1989, pp. 52) apresenta uma discussão a esse respeito. Leia suas considerações.

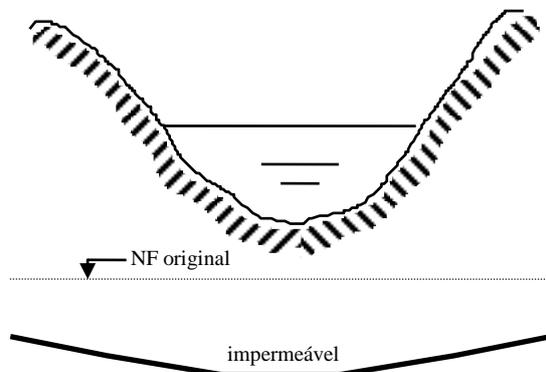
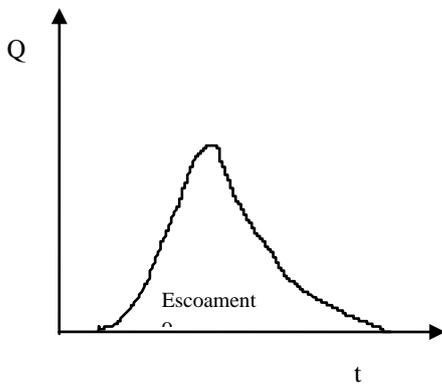
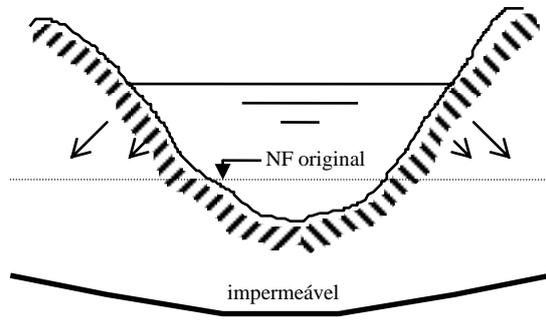
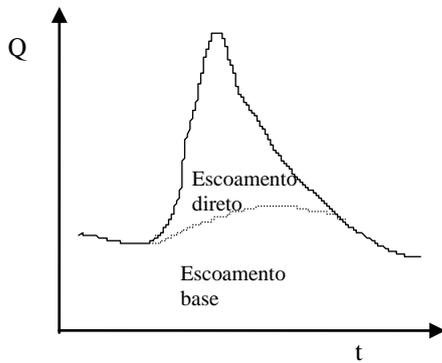
6. VAZÕES DOS CURSOS D'ÁGUA (preliminar)

6.1 Formação das Vazões



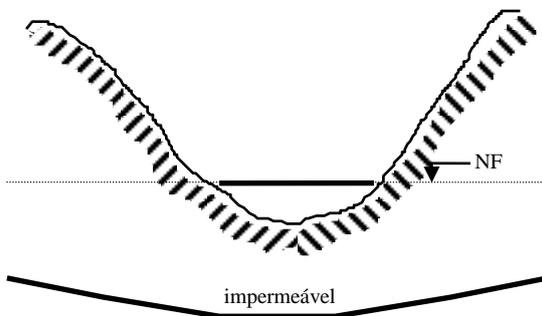
6.2 Escoamento Direto e Escoamento Base

a) Cheias

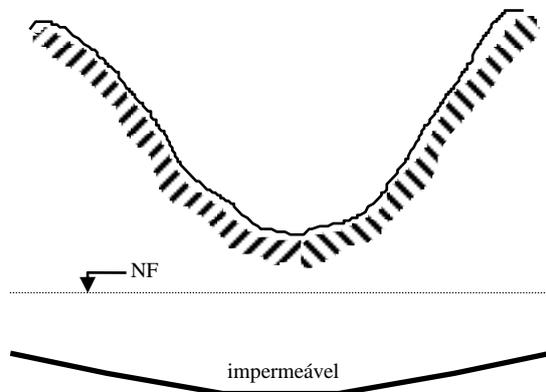


b) Estiagens

Rios Perenes

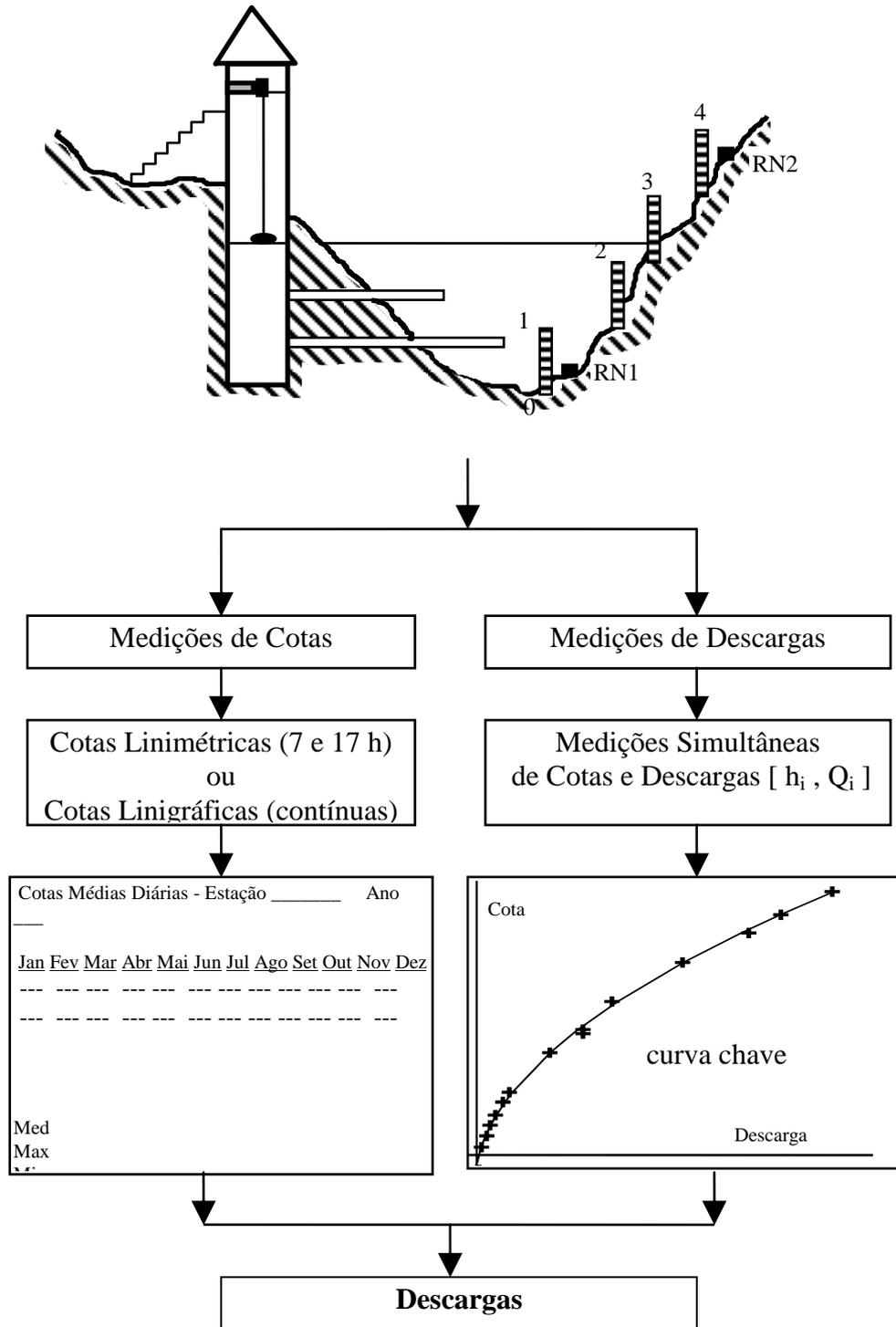


Rios Intermitentes

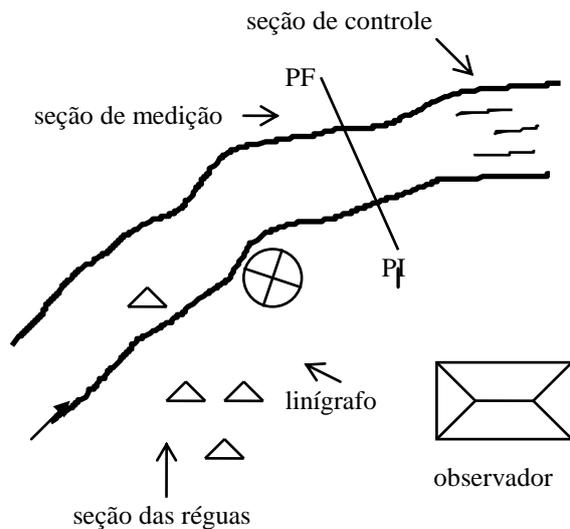


6.3 Fluviometria

As séries de vazões (ou descargas) são obtidas indiretamente, através dos níveis d'água (ou cotas).



6.3.2 Estações Fluviométricas/Fluviográficas



Requisitos:

- permitir as observações dos níveis d'água em qualquer época do ano;
- permitir condições favoráveis para a realização de medições de descargas;
- permitir a boa definição da curva chave.

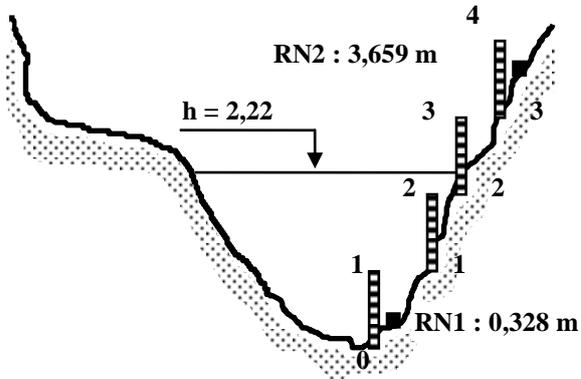
Para isso, é preciso que:

- a estação localize-se em trecho reto e sem obstáculos;
- a seção de medição seja mais ou menos simétrica, com taludes de declividade acentuada;
- a seção de medição apresente distribuição regular de velocidades;
- a velocidade média na seção seja superior a 0,3 m/s;
- as características físicas do trecho a jusante da seção das réguas assegurem a estabilidade da relação cota-descarga (curva chave);
- haja acesso fácil, rápido e permanente ao local; e
- exista no local um morador que possa efetuar as leituras de cotas de forma permanente e consciente.

O conjunto das estações fluviométricas/fluviográficas de uma região constitui a rede fluviométrica.

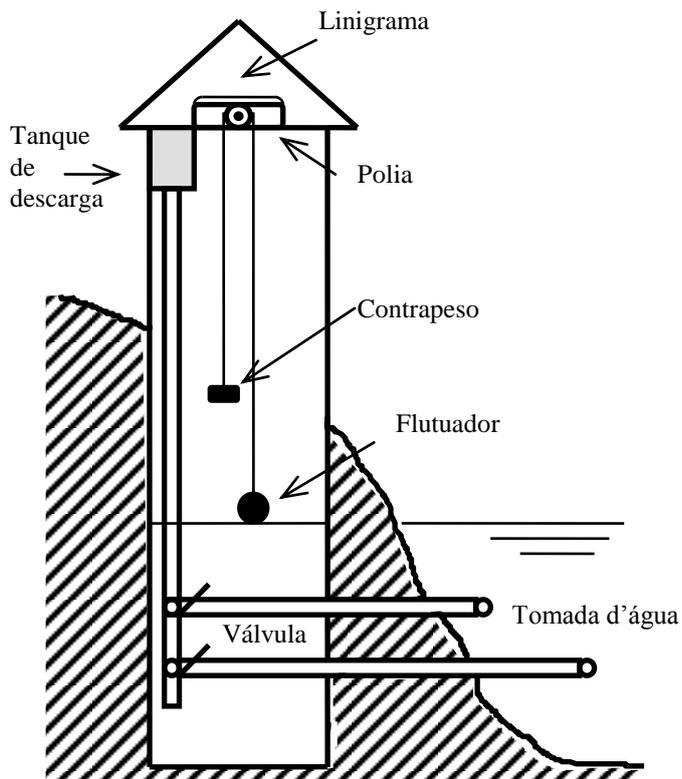
6.3.3 Medições de Cotas ou Níveis d'Água

Cotas Linimétricas :



- duas leituras às 7 e 17 horas;
- a cota média diária é a média aritmética das cotas de 7 e 17 horas;
- as réguas linimétricas são niveladas periodicamente, partindo-se das cotas dos RN's;
- é usual estabelecer-se a cota altimétrica do zero das réguas, a partir de amarração a um RN altimétrico próximo.

Cotas Linigráficas :



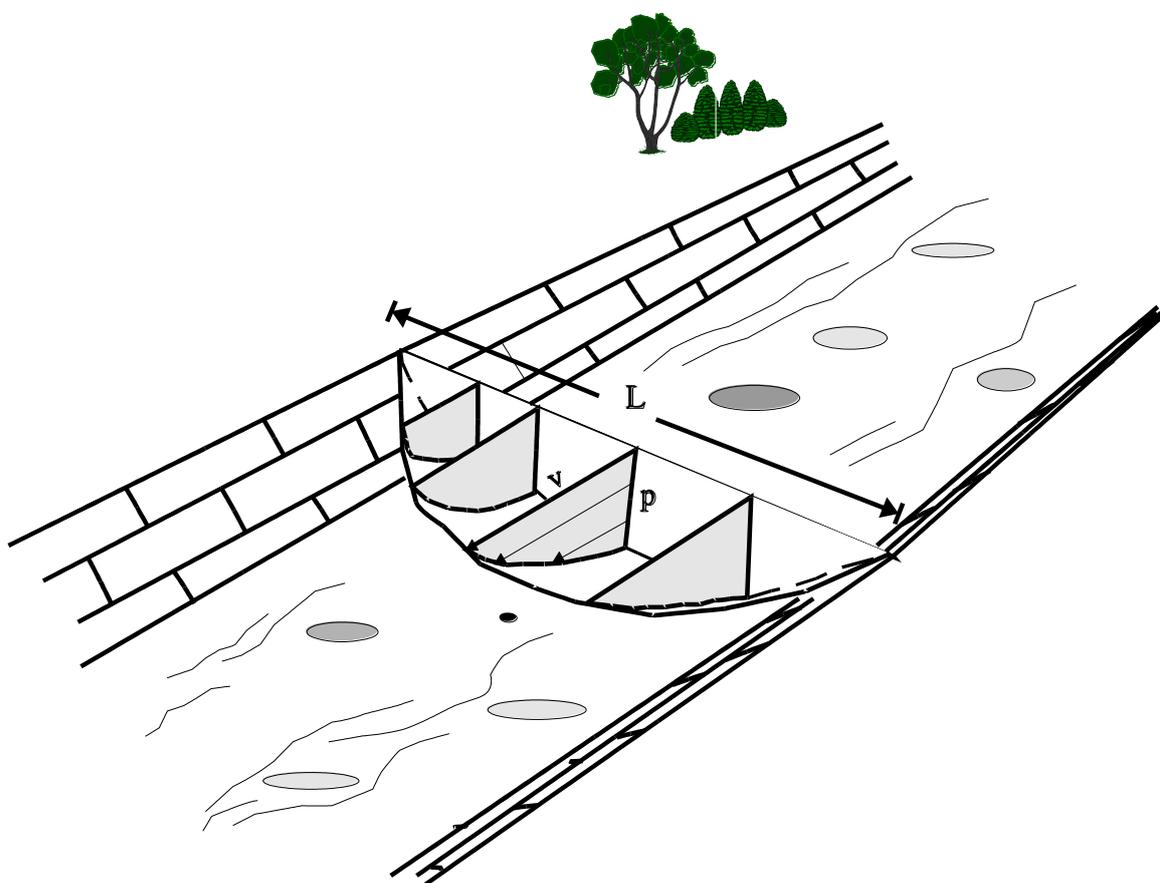
Linígrafo de Flutuador : permite o registro gráfico contínuo da variação de cotas. Esse registro é chamado **linígrama**, a partir do qual se obtém as cotas médias diárias, além das cotas máximas e mínimas para durações inferiores ao dia.

6.3.4 Medições de Descargas

Métodos :

- vertedores ou calhas medidoras ;
- diluição de traçadores químicos ou radiativos $\left[Q = q \frac{C}{c} \right]$; e
- **área-velocidade.**

Princípio do Método Área-Velocidade :



Largura : $0 \leq x \leq L$

Profundidade : $0 \leq y \leq p(x)$

Área da seção de medição : $A = \int_0^L p(x) dx$

Velocidade média na seção de medição : $\bar{V} = \frac{1}{L} \int_0^L \int_0^{p(x)} \frac{1}{p(x)} v(x, y) dx dy$

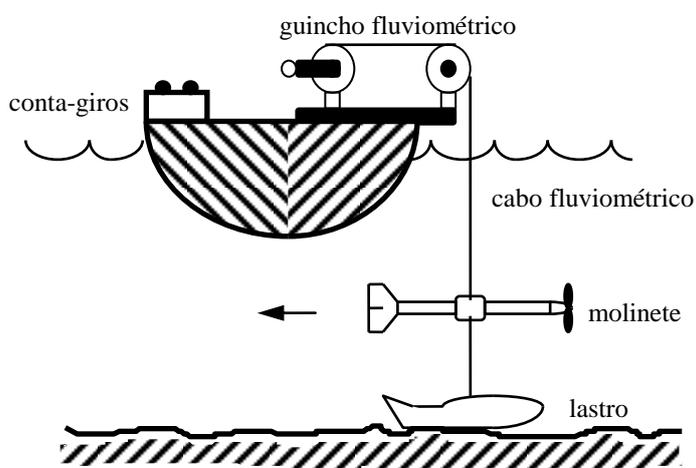
Descarga na seção de medição : $Q = A \bar{V}$

Na prática :

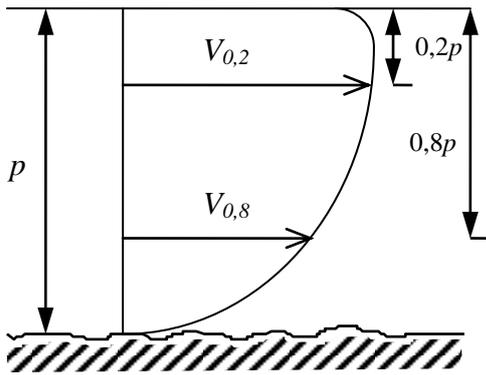
- selecionam-se verticais espaçadas de distâncias conhecidas;
- medições pontuais de velocidade são efetuadas através de **molinetes** posicionados em pontos escolhidos ao longo da profundidade de cada vertical;
- determina-se a velocidade média em cada vertical, a qual é suposta ser representativa de um setor de área da seção transversal;
- determina-se a descarga do setor de seção, multiplicando-se sua velocidade média pela área do setor; e
- determina-se a descarga da seção transversal somando-se todas as descargas setoriais.

Medição da Velocidade Pontual por Molinetes :

As velocidades pontuais ao longo da profundidade de cada vertical são medidas por molinetes. Esses são aparelhos que dispõem de hélices em torno de um eixo horizontal (ou conchas em torno de um eixo vertical), as quais, quando colocadas contra a direção do escoamento, giram e fornecem o número de rotações n em um determinado intervalo de tempo Δt . A velocidade pontual é dada por $v = a.n + b$, onde a e b são coeficientes de calibração, específicos de cada molinete, determinados em laboratório de hidráulica.

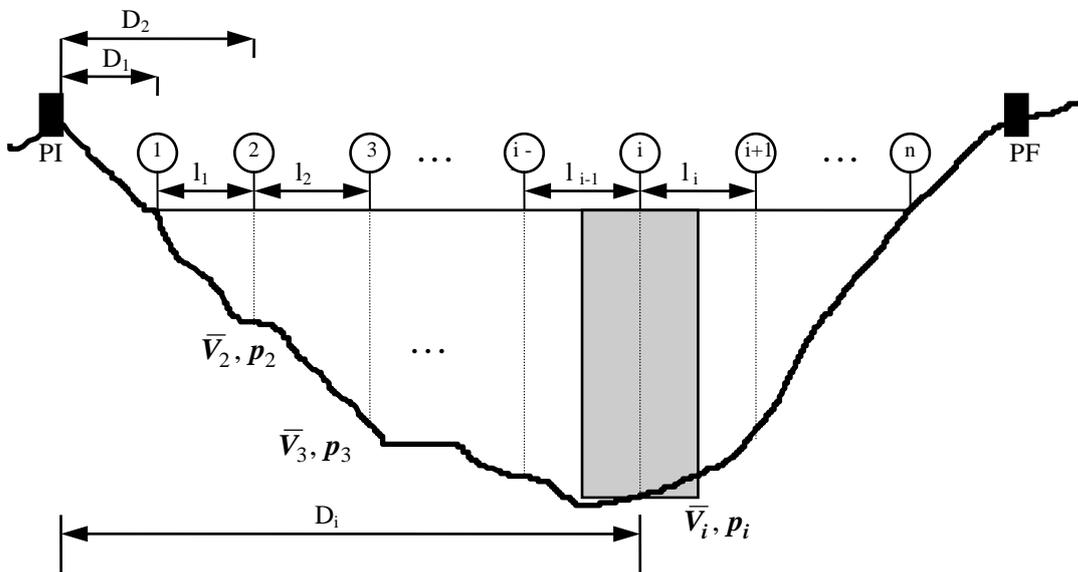


A medição pode ser feita a vau, a barco, a balsa, com carro aéreo ou sobre pontes.



O molinete permite a medição da velocidade em qualquer ponto da vertical. É usual medir-se as velocidades a 20 e a 80% da profundidade, Nesse caso, a velocidade média na vertical é tomada como a média aritmética de $V_{0,2}$ e $V_{0,8}$. Quando a profundidade é pequena, a velocidade média é tomada igual à velocidade pontual $V_{0,6}$.

Cálculo da Descarga na Seção Transversal :



$$\text{Área no setor } i : A_i = p_i \left(\frac{l_{i-1} + l_i}{2} \right) \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidade média no setor } i : \bar{V}_i = \frac{V_{i,0,2} + V_{i,0,8}}{2} \text{ m/s}$$

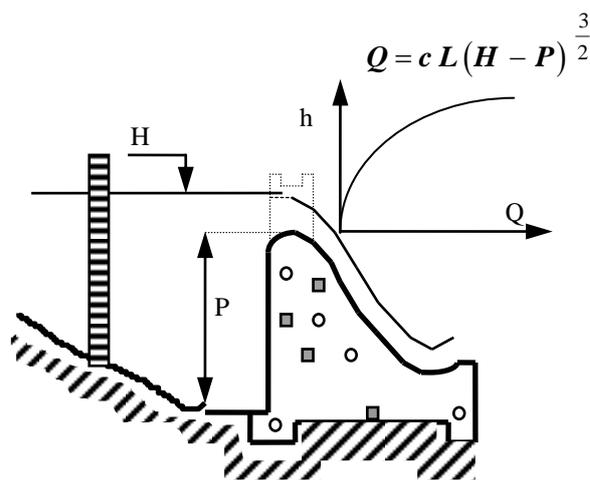
$$\text{Descarga no setor } i : q_i = A_i \bar{V}_i \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Descarga total na seção : } Q = \sum_{i=1}^n q_i \text{ m}^3/\text{s}$$

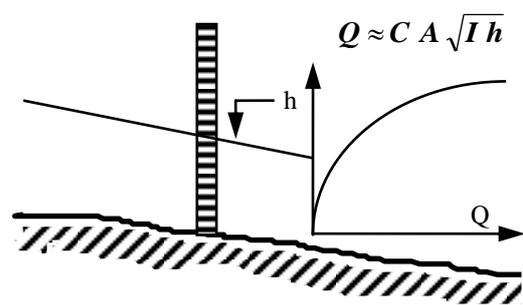
6.3.5 Relação Cota-Descarga (Curva Chave)

A curva chave refere-se à relação cota-descarga de uma estação fluviométrica, necessária para a conversão das observações de cotas em descargas. É preciso um número mínimo de 10 a 12 medições simultâneas de cotas e descargas, razoavelmente espaçadas ao longo da variação das cotas, para se poder definir a curva chave. Depois disso, medições periódicas de descargas devem ser realizadas, com o objetivo de estender e verificar a validade da curva chave já definida.

Algumas características físicas, próprias do trecho fluvial onde se localiza a estação fluviométrica, permitem a maior ou menor estabilidade da relação cota-descarga ao longo do tempo. O conjunto dessas características físicas denomina-se **controle** da estação fluviométrica. Existem dois tipos de controle : controle de seção e controle de canal. O controle de seção compreende as características físicas de uma determinada seção fluvial, tais como : quedas d'água ou corredeiras em leitos rochosos estáveis, elevações naturais ou artificiais do fundo do rio e vertedores; a seção de controle localiza-se geralmente a jusante da seção das réguas. O controle de canal inclui características como geometria da seção transversal, declividade, rugosidade, alinhamento, expansão ou contração do trecho fluvial a jusante da seção das réguas. Essas características definem a rigidez e estabilidade do leito e das margens do trecho fluvial e controlam a relação cota-descarga.

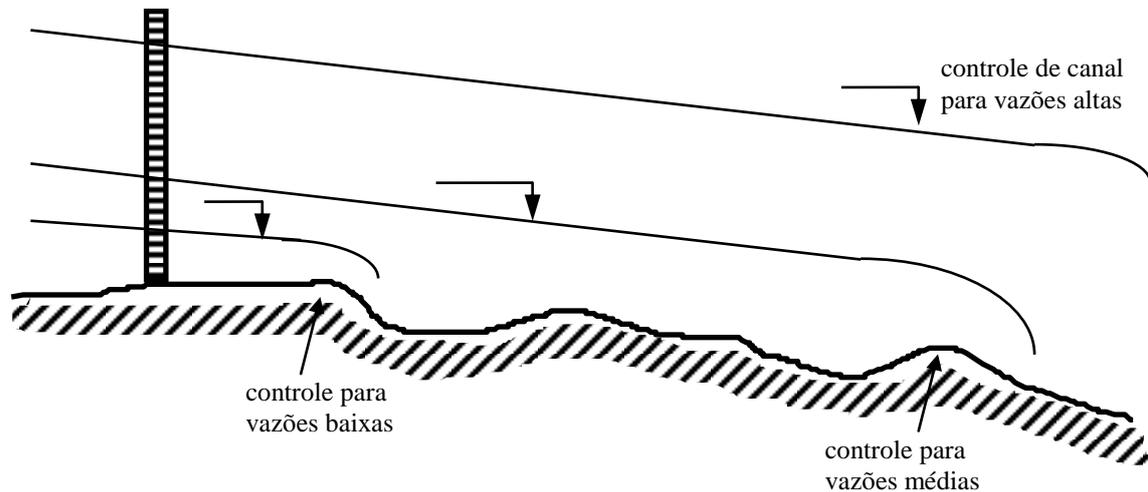


Controle de Seção

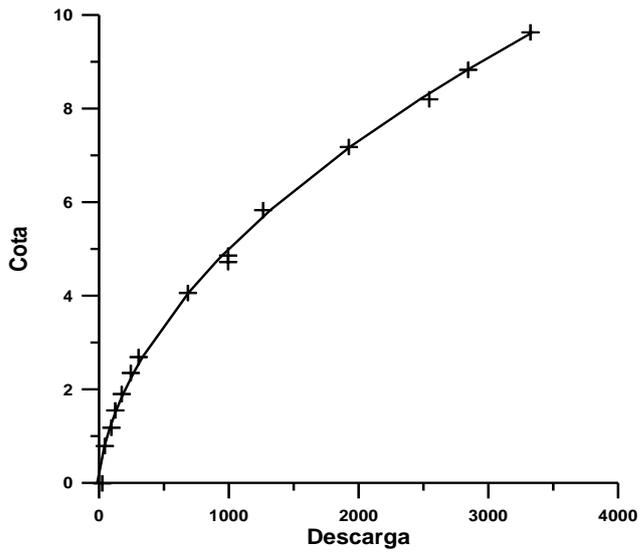


Controle de Canal

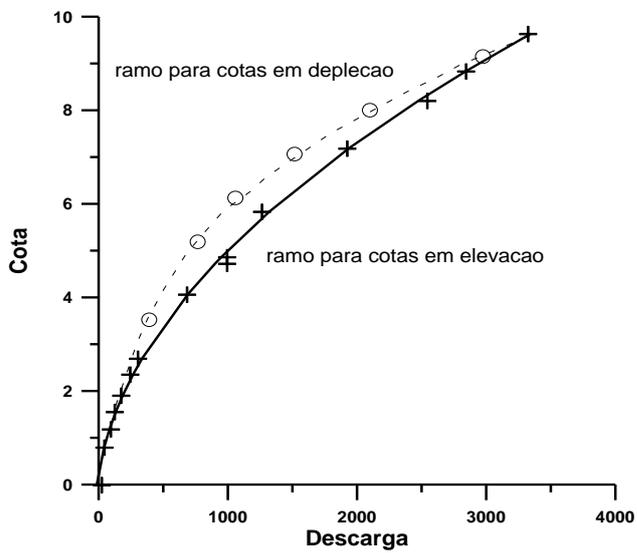
Se o controle é exercido sobre toda a gama de variação de cotas, ele é dito controle único. Entretanto, controles únicos são raramente encontrados na prática. Geralmente, os controles são parciais e dependem das cotas.



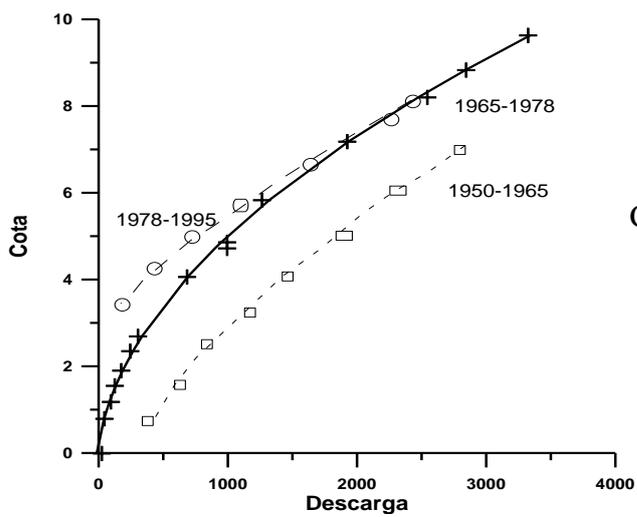
As relações cota-descarga podem ser simples ou complexas, conforme as estações fluviométricas possuam controles únicos ou parciais bem ou mal definidos. Geralmente, um trecho de rio de morfologia pouco variável, com controle de seção crítica (queda d'água ou vertedor) bem definido, permite a aproximação da relação cota-descarga por uma curva chave única ao longo de toda a variação das cotas. Estações fluviométricas localizadas em trechos de rios com essas características possuem curvas chaves **estáveis e unívocas**, nas quais a influência da variação da declividade da superfície líquida com as vazões pode ser considerada desprezível ou muito pequena. Quando essa influência é grande, as curvas chaves não são unívocas e podem ter ramos em histerese, com duas cotas associadas à mesma descarga e vice-versa. A histerese (ou laço) das curvas chaves **não unívocas** podem decorrer da passagem de enchentes por trechos fluviais de pequena declividade. Finalmente, existem as curvas chaves **instáveis** que variam no tempo conforme se sucedem os períodos de estiagem, com deposição de material sólido ao longo do leito fluvial, e os períodos de cheias, com remoção dos depósitos aluvionares.



Curva Chave Estável e Unívoca



Curva Chave não Unívoca



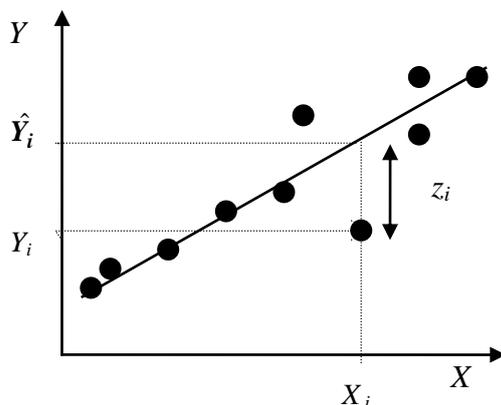
Curva Chave Instável

6.3.6 Definição de Curva Chave Estável e Unívoca

- método gráfico; ou
- ajuste de equações do tipo $Q = a(h \pm h_0)^n$ ou $Q = ah^2 + bh + c$.

Noções de Correlação e Regressão Simples

A análise de correlação e regressão simples compreende o estudo do grau de relação eventualmente existente entre duas variáveis Y e X e a definição da equação da curva que melhor se ajusta às amostras de n observações simultâneas Y_i e X_i das variáveis envolvidas. Se o modelo a ajustar é a reta $Y=aX+b$, a regressão é chamada linear simples, sendo Y a variável dependente e X a variável independente. As estimativas dos valores dos coeficientes a e b podem ser obtidas a partir das observações amostrais de forma a minimizar a soma dos quadrados dos desvios entre os valores observados Y_i e os valores estimados $\hat{Y}_i = aX_i + b$ (método dos mínimos quadrados).



$$z_i^2 = [Y_i - \hat{Y}_i]^2 = [Y_i - (aX_i + b)]^2$$

$$Z = \sum_{i=1}^n z_i^2 = \sum_{i=1}^n [Y_i - (aX_i + b)]^2$$

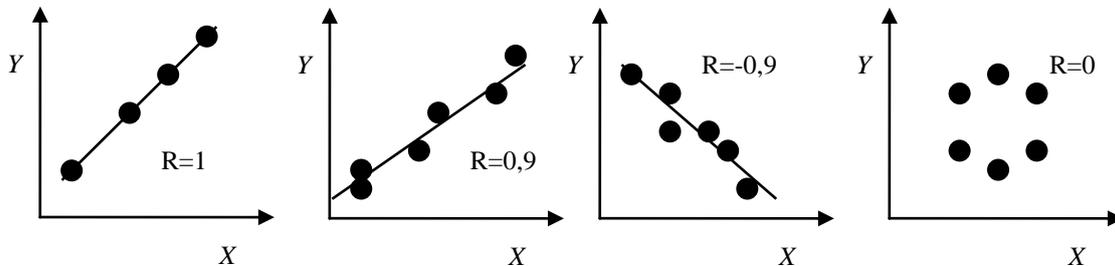
Condição de mínimo : $\frac{\partial Z}{\partial a} = 0$ (I) e $\frac{\partial Z}{\partial b} = 0$ (II)

Os coeficientes de regressão a e b são as soluções simultâneas do sistema de equações I e II

$$a = \frac{n \sum_{i=1}^n X_i Y_i - \sum_{i=1}^n X_i \sum_{i=1}^n Y_i}{n \sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right)^2}$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i \sum_{i=1}^n X_i^2 - \sum_{i=1}^n X_i \sum_{i=1}^n X_i Y_i}{n \sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right)^2}$$

A melhor medida da qualidade do ajuste da relação $Y=aX+b$ aos dados observados é dada pelos coeficientes de correlação R e determinação R^2 . Um valor de $R=1$ ou $R=-1$ indica que a relação entre X e Y é perfeita (ou funcional), enquanto que $R=0$ indica que não há relação entre as variáveis.



A variância amostral e o erro padrão da estimativa de Y podem ser relacionados ao coeficiente de correlação R entre Y e X da seguinte forma :

$$R^2 = 1 - \frac{S_{YX}^2}{S_Y^2} \quad R = (\text{sinal de } a) \sqrt{R^2}$$

onde

$$S_Y^2 = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i^2 - \frac{\left(\sum_{i=1}^n Y_i\right)^2}{n}}{n-1} \quad \text{e} \quad S_{YX}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i^2 - b \sum_{i=1}^n Y_i - a \sum_{i=1}^n X_i Y_i}{n-2}$$

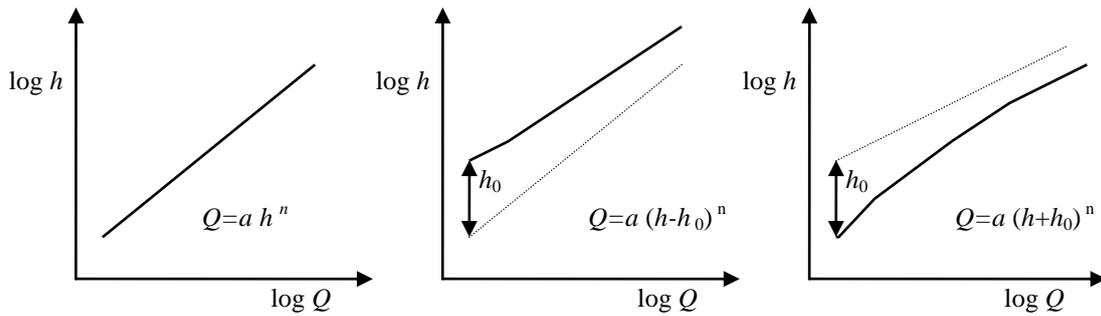
Ajuste de Equação do Tipo $Q = a(h \pm h_0)^n$:

$$Q = a(h \pm h_0)^n \Rightarrow \log Q = \log a + n \log(h \pm h_0)$$

Portanto, $\log Q$ e $\log(h \pm h_0)$ são relacionados por um modelo linear e $\log a$ e n são os coeficientes da regressão linear simples. Entretanto, para que esses coeficientes possam ser estimados, é necessário primeiramente determinar o valor de h_0 .

Determinação de h_0 :

h_0 representa a cota correspondente à vazão nula e é obtido pelo método tentativa-erro, arbitrando-se valores constantes que são somados ou subtraídos às cotas. O valor que linearizar o gráfico entre Q e $(h \pm h_0)$ em papel bilogarítmico é a estimativa de h_0 .



Determinação de a e n :

Uma vez conhecido o valor de h_0 , os coeficientes a e n podem ser estimados pelo ajuste do modelo de regressão linear $\log Q = \log a + n \log (h \pm h_0)$ aos dados amostrais $\log Q_i$ e $\log (h_i \pm h_0)$.

Ajuste de Equação do Tipo $Q = ah^2 + bh + c$

As equações normais, obtidas pelo método dos mínimos quadrados, para o modelo de regressão não linear $Q = ah^2 + bh + c$ são as seguintes :

$$nc + b \sum_{i=1}^n h_i + a \sum_{i=1}^n h_i^2 = \sum_{i=1}^n Q_i \quad (\text{I})$$

$$c \sum_{i=1}^n h_i + b \sum_{i=1}^n h_i^2 + a \sum_{i=1}^n h_i^3 = \sum_{i=1}^n Q_i h_i \quad (\text{II})$$

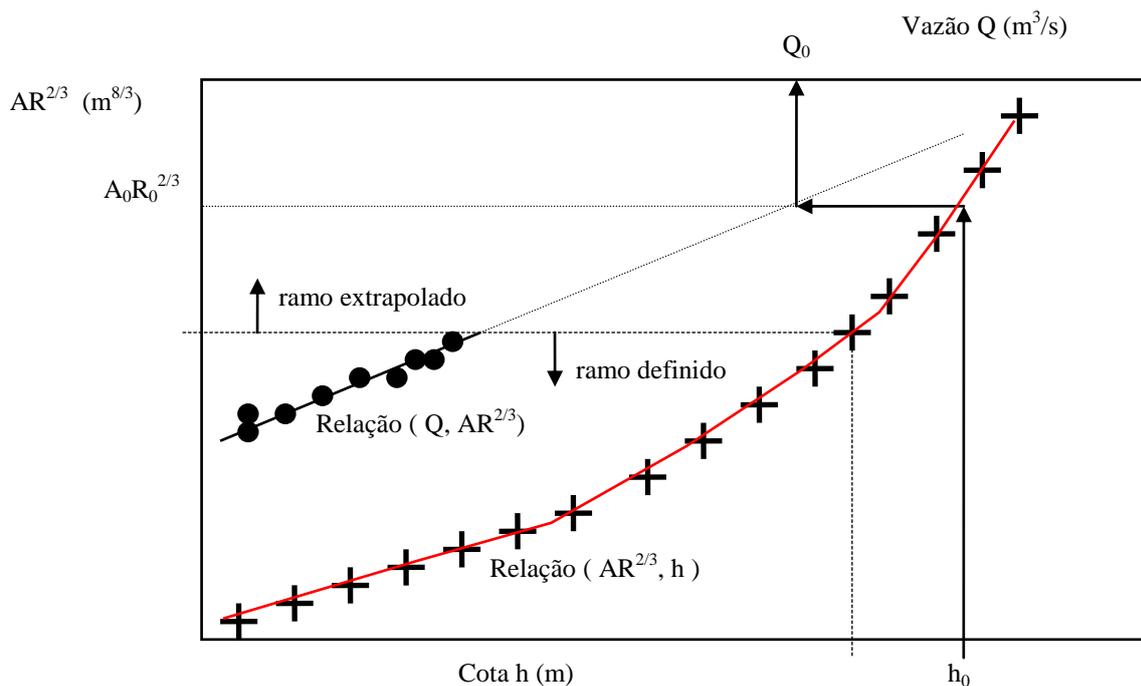
$$c \sum_{i=1}^n h_i^2 + b \sum_{i=1}^n h_i^3 + a \sum_{i=1}^n h_i^4 = \sum_{i=1}^n Q_i h_i^2 \quad (\text{III})$$

A resolução desse sistema de 3 equações e 3 incógnitas fornecerá as estimativas de a , b e c .

6.3.7 Extrapolação de Curva Chave

Os registros de cotas observadas contém valores que podem estar muito acima do limite superior do intervalo dos pontos cota-descarga usados para a definição da curva chave. Até que futuras medições de descarga venham definir o ramo superior da curva chave, essa precisa ser extrapolada de forma a permitir a completa conversão dos registros de cotas em registros de vazões. Quando a geometria da seção de controle guarda semelhança entre os ramos definido e a ser extrapolado da curva chave, as equações ajustadas do tipo

$Q = a(h \pm h_0)^n$ ou $Q = ah^2 + bh + c$ podem ser usadas para estender a relação cota-descarga. Uma alternativa à simples extensão da equação de ajuste da curva chave, é representada pelo método de Stevens. Esse método baseia-se na equação de Manning para o escoamento permanente em canais, ou seja $Q = \frac{\sqrt{s}}{n} A R^{\frac{2}{3}}$, onde s é a declividade do leito fluvial, n é o número de Manning, A é a área da seção transversal e R representa o raio hidráulico correspondente. Supõe-se que as características hidráulicas do trecho de rio a jusante da seção das régua não sofrerão modificações significativas no ramo de extrapolação da curva chave. Nesse caso, o termo $\frac{\sqrt{s}}{n}$ será constante ao longo de toda a variação das cotas, cabendo ao termo $AR^{\frac{2}{3}}$ sintetizar as alterações da geometria da seção transversal representativa do controle. A figura a seguir ilustra o princípio do método de Stevens.



6.4 Dados Fluviométricos

6.4.1 Resumo Anual de Descargas Médias Diárias

Rio Serra Azul em Fazenda Sobradinho Estação : 40811500 - Operação : DNAEE

Entidade : 01 Área de Drenagem : 139 km² Ano Hidrológico : 1978/79

DESCARGAS MÉDIAS DIÁRIAS (m³/s)

Dia	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set
1	0,360	2,29	1,92	0,950	11,9	5,43	3,73	2,64	2,21	1,48	1,28	1,18
2	0,390	1,10	1,68	1,18	7,71	5,17	3,78	2,36	1,99	1,46	1,28	1,15
3	0,330	0,912	1,84	1,04	6,76	5,43	3,73	2,31	1,91	1,46	1,28	1,15
4	0,330	0,912	1,64	2,19	7,77	5,27	4,96	2,44	1,84	1,46	1,24	1,12
5	0,330	0,912	1,52	1,57	14,6	4,86	4,20	2,56	1,81	1,46	1,24	1,12
6	0,330	0,846	1,41	1,40	11,2	5,43	3,73	2,29	1,77	1,44	1,24	1,09
7	0,330	0,676	1,33	2,02	10,5	6,65	3,64	2,21	1,74	1,44	1,24	1,09
8	0,300	0,574	1,52	1,50	7,96	4,61	3,69	2,17	1,70	1,44	1,24	1,09
9	0,270	0,540	1,45	1,37	8,89	4,35	3,42	2,13	1,67	1,44	1,22	1,06
10	0,270	0,510	1,96	1,24	6,88	4,20	3,24	2,09	1,67	1,44	1,22	1,06
11	0,450	0,744	2,04	1,12	5,59	4,11	3,15	2,06	1,67	1,42	1,22	1,06
12	0,608	2,59	1,96	1,21	5,12	4,05	3,06	2,02	1,67	1,42	1,22	1,05
13	0,540	2,04	2,42	1,40	4,86	4,81	3,04	1,99	1,63	1,42	1,22	1,05
14	0,608	0,880	1,68	1,26	5,97	8,33	3,04	1,95	1,60	1,42	1,20	1,12
15	0,710	0,778	1,72	1,21	9,66	9,91	2,91	1,91	1,60	1,40	1,20	1,21
16	0,642	0,744	2,08	1,08	17,4	6,14	2,91	1,91	1,60	1,40	1,20	1,34
17	0,710	0,710	2,00	0,922	8,14	5,01	2,83	1,91	1,60	1,40	1,20	1,18
18	0,954	0,710	1,88	1,21	17,2	4,66	2,79	1,88	1,57	1,40	1,24	1,91
19	1,64	0,710	1,76	1,40	20,7	4,35	2,73	1,88	1,57	1,43	1,37	1,46
20	2,98	0,676	1,64	11,5	14,6	5,81	2,75	1,88	1,57	2,64	1,95	1,34
21	0,917	0,744	1,60	2,52	13,4	4,35	2,68	1,84	1,57	1,50	1,57	1,31
22	0,676	0,778	3,93	5,70	12,1	4,01	2,68	1,84	1,53	1,46	1,37	1,28
23	0,608	1,14	4,54	5,51	9,21	3,82	2,64	1,81	1,53	1,43	1,28	1,26
24	0,510	1,37	2,21	3,15	7,90	3,73	2,56	1,88	1,53	1,40	1,24	1,26
25	0,480	5,50	1,92	2,52	6,99	3,78	2,48	1,81	1,53	1,40	1,21	1,23
26	0,450	2,29	1,76	8,26	6,76	3,69	2,48	1,77	1,50	1,37	1,18	1,15
27	0,420	1,44	1,64	7,96	6,14	3,69	2,44	1,74	1,50	1,34	1,31	1,12
28	0,420	3,02	1,72	12,8	5,75	3,64	2,44	1,74	1,50	1,31	1,43	1,10
29	0,778	8,63	1,76	20,1		3,64	3,51	1,81	1,50	1,31	1,31	1,08
30	0,540	2,93	1,68	19,1		3,64	2,87	4,20	1,50	1,28	1,24	1,06
31	0,510		1,80	11,1		3,78		2,93		1,28	1,18	
Med	0,626	1,59	1,94	4,37	9,70	4,85	3,14	2,13	1,65	1,45	1,28	1,19
Max	3,21	8,81	4,87	22,5	23,6	11,8	5,70	4,71	2,54	2,95	2,17	2,09
Min	0,270	0,510	1,33	0,922	4,86	3,64	2,44	1,74	1,50	1,28	1,18	1,05

Resumo Anual

Média : 2,78 m³/s

Máxima : 23,6 m³/s

Mínima : 0,270 m³/s

Utilização de Dados Fluviométricos :

-

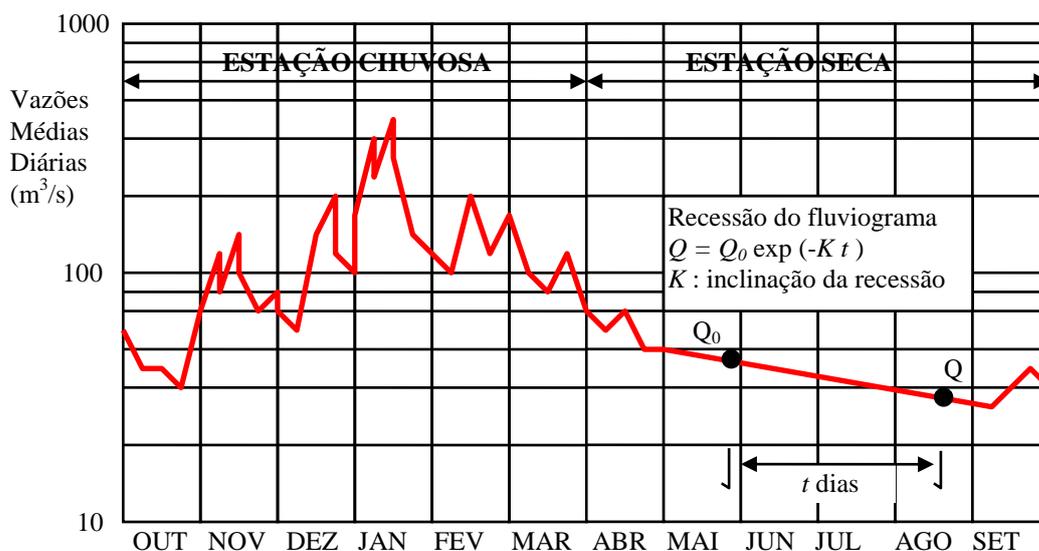
Descargas Máximas Anuais (para uma dada duração) : necessárias para o dimensionamento de estruturas diversas de controle de cheias, entre as quais estão os diques, os muros de contenção, os vertedores, os túneis e canais de desvio, entre outras.

Descargas Mínimas Anuais (para uma dada duração) : necessárias para o dimensionamento de sistemas de captação de água para abastecimento urbano, industrial e de perímetros de irrigação, bem como para o planejamento da operação de sistemas de transporte fluvial.

Descargas Médias Mensais : necessárias para o dimensionamento de volumes úteis de reservatórios de acumulação, destinados à regularização de vazões.

6.4.2 Fluviograma

O fluviograma consiste-se em um gráfico de representação das vazões ao longo de um período de observação, de acordo com a sequência cronológica das ocorrências. Permite visualizar os períodos de cheias e estiagens. Os fluviogramas podem ser construídos com dados de vazões médias diárias ou médias mensais, em que a escala de vazões pode ser logarítmica ou aritmética.



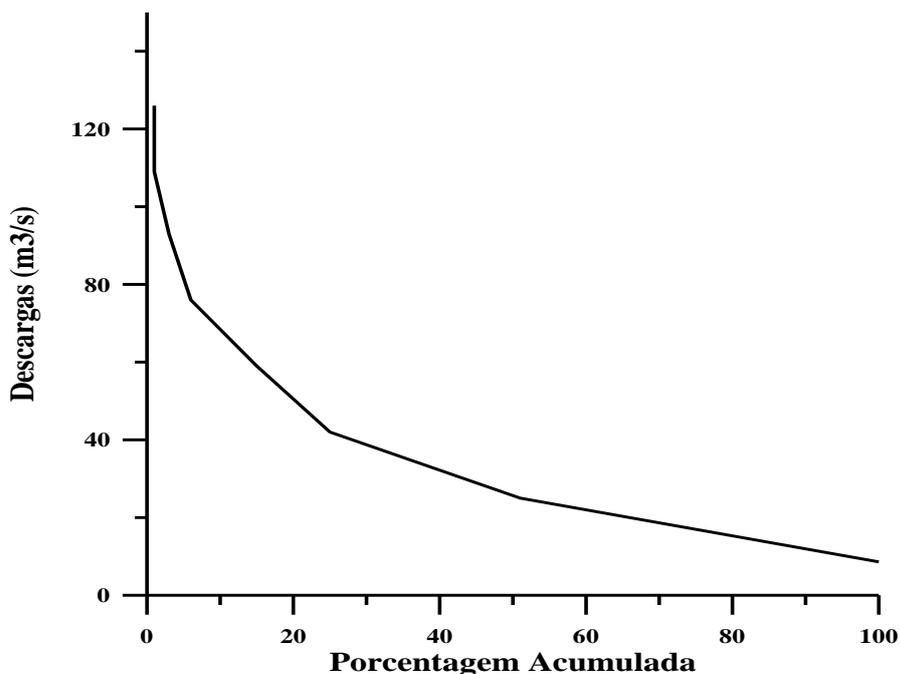
6.4.3 Curva de Permanência

A curva de permanência é um gráfico entre as frequências acumuladas das vazões médias diárias, observadas em um dado período, e os intervalos de classe em que os valores são ordenados. Indica a porcentagem do tempo em que uma determinada vazão foi igualada ou superada naquele período de observação.

Exemplo :

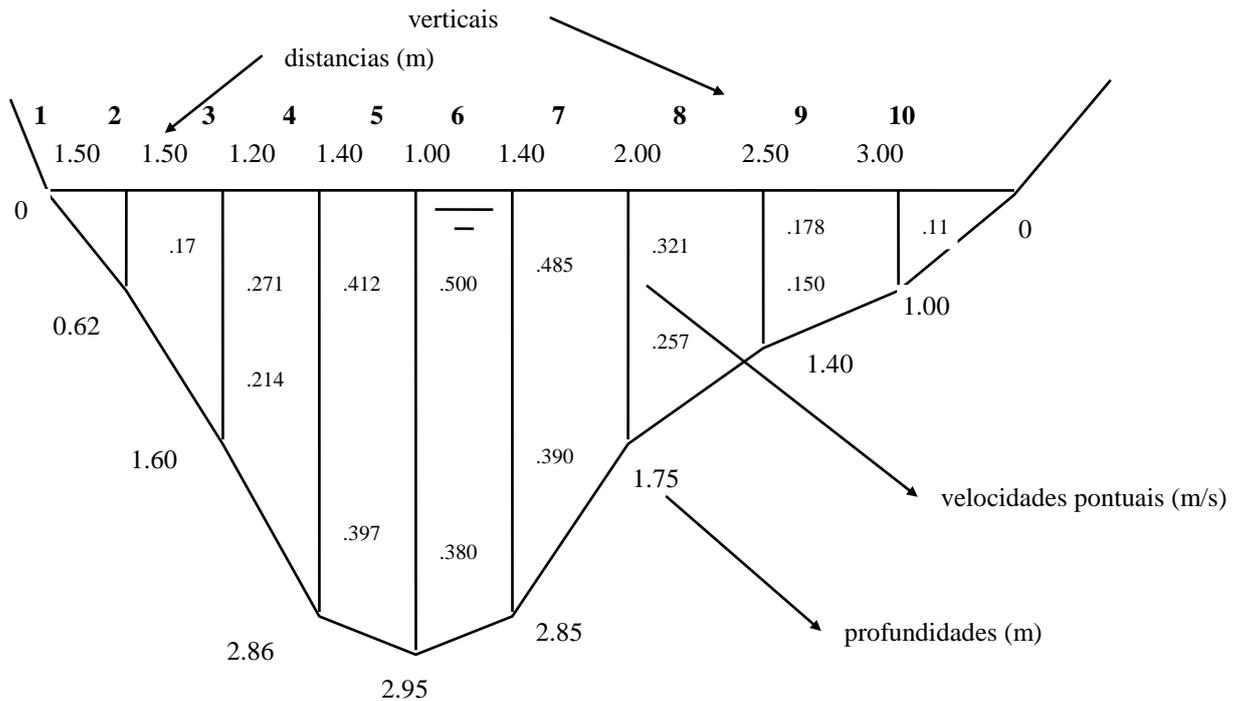
Intervalo de Classe (*)	Frequência Absoluta	Frequência Relativa	Frequência Acumulada	Porcentagem
143-126	1	0,01	0,01	1
126-109	0	0,00	0,01	1
109-93	2	0,02	0,03	3
93-76	3	0,03	0,06	6
76-59	9	0,09	0,15	15
59-42	10	0,10	0,25	25
42-25	25	0,26	0,51	51
25-8,6	46	0,48	1,00	100
Soma	96	1	--	--

(*) : amplitude do intervalo de classe = $(Q_{\max} - Q_{\min}) / (\text{Número de Intervalos de Classe})$



Exercícios

- 1) A figura abaixo mostra a seção de medição de uma estação fluviométrica. As profundidades e as medições pontuais de velocidades, tomadas nas diversas verticais a 20 e 80 ou 60 % das respectivas profundidades, estão indicadas na figura. Calcular a vazão total, a área molhada, a velocidade e a profundidade médias na seção.



- 2) Dadas as séries de totais anuais de precipitação (em mm) observadas na estação pluviométrica X e as descargas médias anuais (em m^3/s) no posto fluviométrico Y, calcular a equação de regressão linear simples entre as duas séries de observações. Plotar em papel milimetrado as observações e a reta de regressão. Estimar os coeficientes de correlação e determinação.

Ano	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964
Chuva	1800	1300	2000	1800	1100	1400	900	1000	1200	1900
Vazão	250	120	280	260	130	150	90	95	110	250

3) Em um determinado posto fluviométrico foram realizadas as medições de descarga listadas abaixo. Pede-se :

- Plotar os pares (H_i, Q_i) em papel milimetrado.
- Ajustar pelo método dos mínimos quadrados uma curva do tipo $Q=c+bH+aH^2$.
- Plotar a curva obtida no gráfico do item (a).

Medição #	Leitura da Régua H (m)	Descarga medida Q (m ³ /s)
1	0,49	15,9
2	0,78	23,1
3	0,88	29,8
4	1,03	31,8
5	1,20	40,2
6	1,28	46,2
7	1,34	49,8
8	1,36	54,5
9	1,51	61,0
10	1,55	71,0
11	1,76	82,5
12	1,86	93,2
13	1,92	105,1
14	2,10	113,4

4) A tabela abaixo apresenta uma lista de medições de descargas realizadas em um posto fluviométrico.

H m	Q m ³ /s										
0,00	20										
0,80	40										
1,19	90										
1,56	120										
1,91	170										
2,36	240										
2,70	300										
4,07	680										
4,73	990										
4,87	990										
5,84	1260										
7,19	1920										
8,21	2540										
8,84	2840										
9,64	3320										

a) Faça um gráfico dos pontos cota-descarga com H em ordenadas e Q em abscissas.

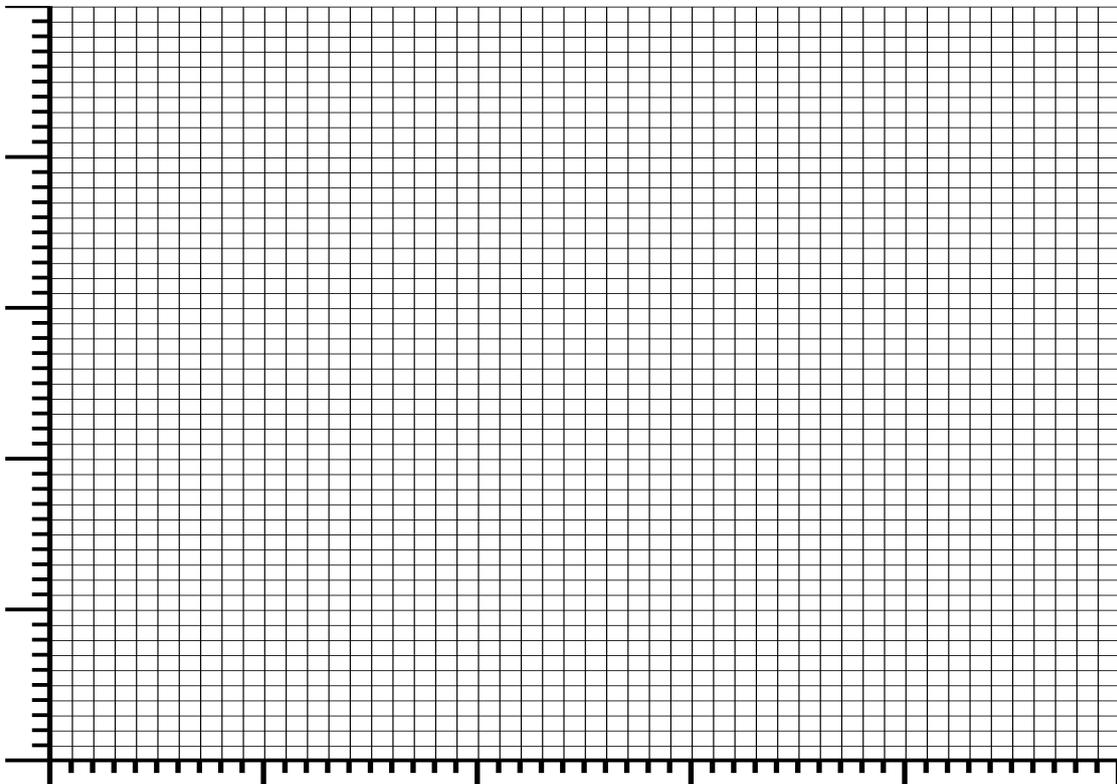
b) Calcule a relação cota-descarga utilizando os seguintes modelos de regressão :

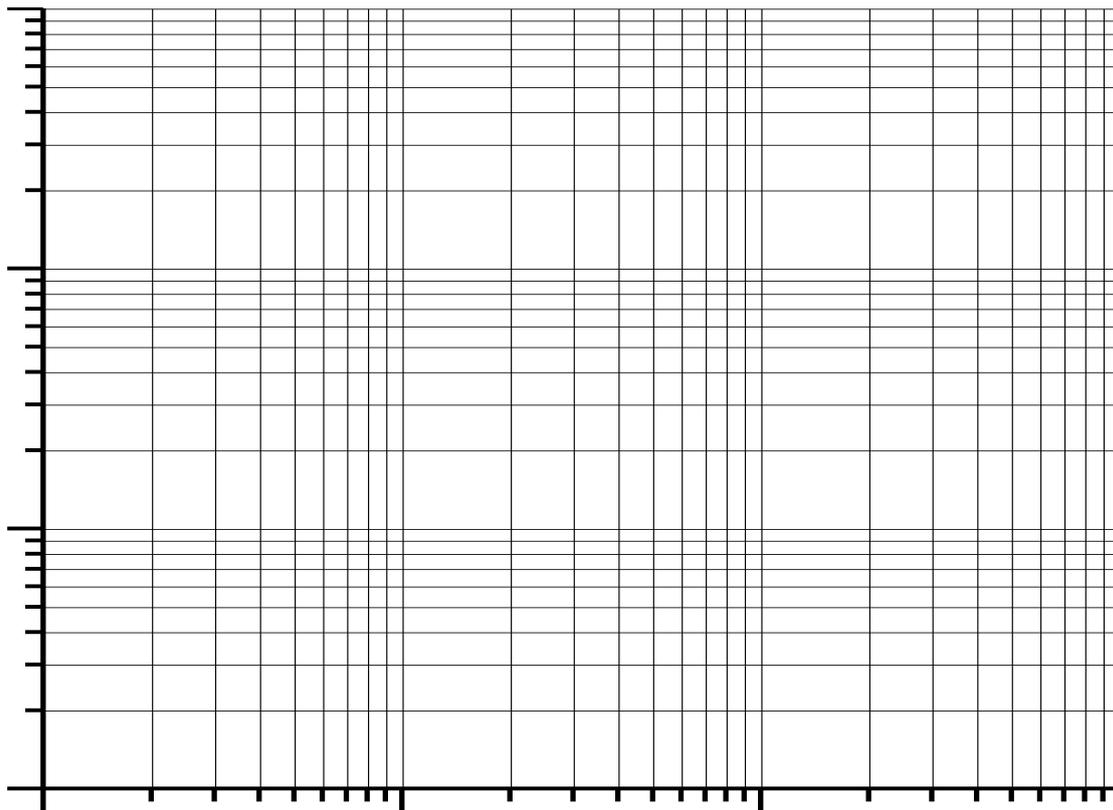
- $Q = a + bH + cH^2$
- $Q = a (H \pm h_0)^n$

c) Desenhe no gráfico do item (a) as duas curvas ajustadas. Decida qual dos ajustamentos é melhor a partir da comparação da variância residual, dada pela fórmula :

$$S^2_{res} = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_i^{obs} - Q_i^{est})^2}{n - 1 - k}$$
, onde n é o tamanho das amostras, k é o número de variáveis explicativas e os índices obs e est referem-se aos valores observados e estimados.

d) Uma ponte deverá ser construída nesse local, o qual se localiza alguns quilômetros a jusante de uma barragem. O tabuleiro dessa ponte deverá ter uma altura suficientemente grande para no mínimo permitir a passagem da descarga de projeto do vertedor, ou seja $5200 \text{ m}^3 / \text{s}$. Determine a cota altimétrica mínima do tabuleiro da ponte, sabendo que o RN-1 (cota arbitrária em relação ao zero da régua $5,673 \text{ m}$) possui cota altimétrica $731,229 \text{ m}$.



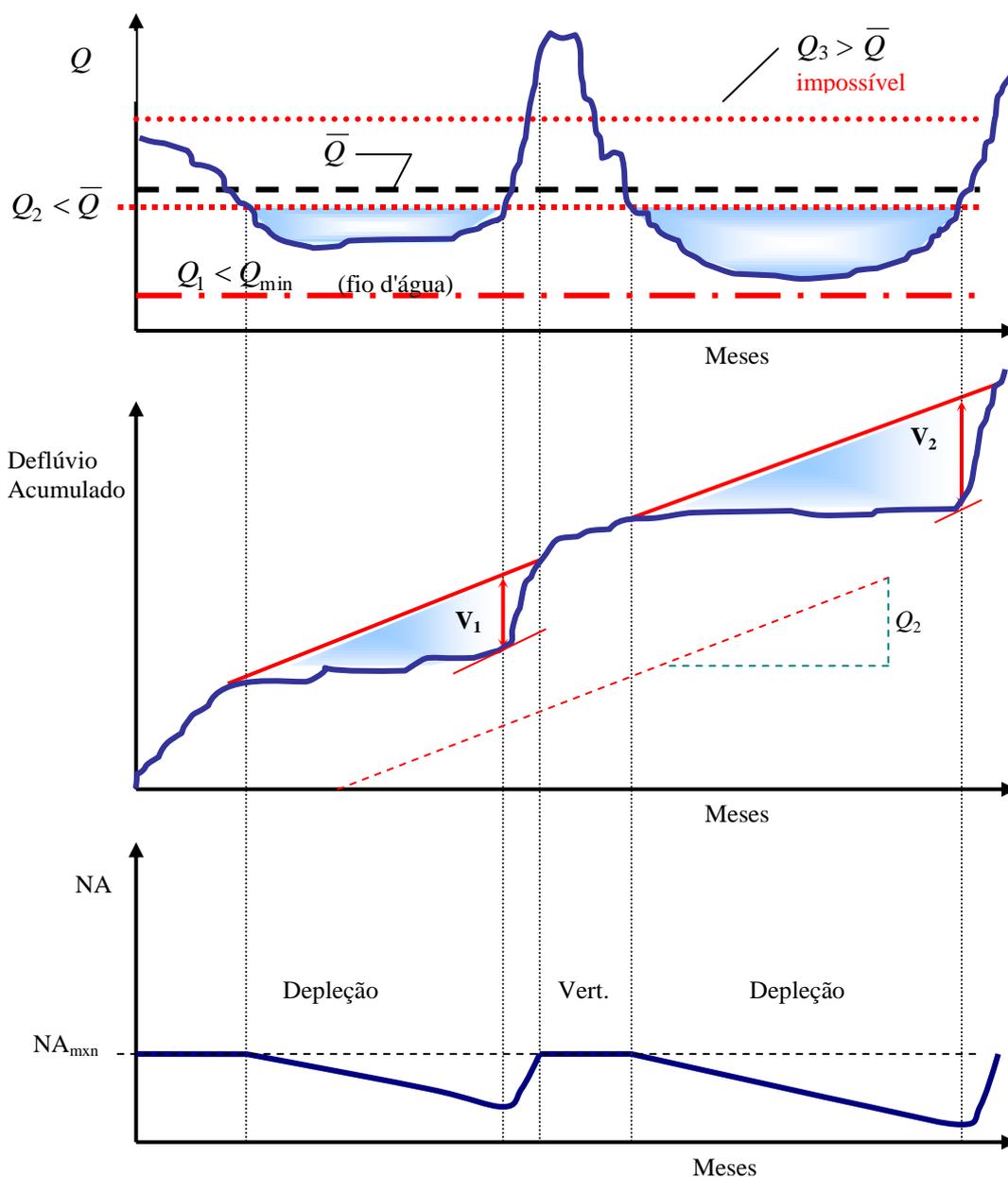


- 5) Considere os dados de vazões médias diárias observadas durante o ano hidrológico de 1978/79 no posto de Fazenda sobradinho, às margens do rio Serra Azul. Pede-se :
- desenhar o fluviograma anual com a escala de vazões em coordenadas logarítmicas;
 - prever a vazão média diária do dia 15/09/79, supondo que as vazões médias diárias são conhecidas somente até o dia 15/08/79;
 - calcular o erro da previsão do item (b) com base no dado observado de 15/09/79; e
 - elaborar a curva de permanência dos dados fluviométricos de 1978/79.
- 6) Ainda com relação aos dados fluviométricos de Fazenda Sobradinho, suponha que uma indústria deseja se instalar logo a jusante da estação. Essa indústria deverá lançar nas águas do rio Serra Azul um efluente que necessitará de uma vazão de diluição igual a $0,450 \text{ m}^3/\text{s}$, tal que o processo de autodepuração das águas possa se realizar nos limites de um trecho fluvial pré-estabelecido. Com base nos dados de 1978/79, calcule a porcentagem do tempo em que a vazão do curso d'água será suficiente para permitir a autodepuração das águas, nas condições fixadas.

7 – ARMAZENAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS

7.1 - INTRODUÇÃO

Os sistemas de aproveitamento de recursos hídricos que contassem somente com as vazões naturais afluentes a uma certa seção fluvial não seriam eficientes do ponto de vista econômico. Durante os períodos de estiagens, os cursos d'água possuem pequena vazão e não seriam capazes de atender as demandas de sistemas economicamente eficientes de aproveitamento de recursos hídricos. Na estação chuvosa, entretanto, os cursos d'água estão sujeitos a excessos de precipitação, aumentando as suas vazões e podendo provocar enchentes e inundações. Um **reservatório de acumulação** tem por objetivo reter o excesso de água do período chuvoso, para que esse possa ser utilizado no período seco, podendo atender dessa forma às demandas do sistema. Portanto, o reservatório de acumulação funciona como um **regulador** das vazões afluentes. Além dessa função reguladora, o reservatório de acumulação pode servir também para **atenuar os efeitos de enchentes** a jusante



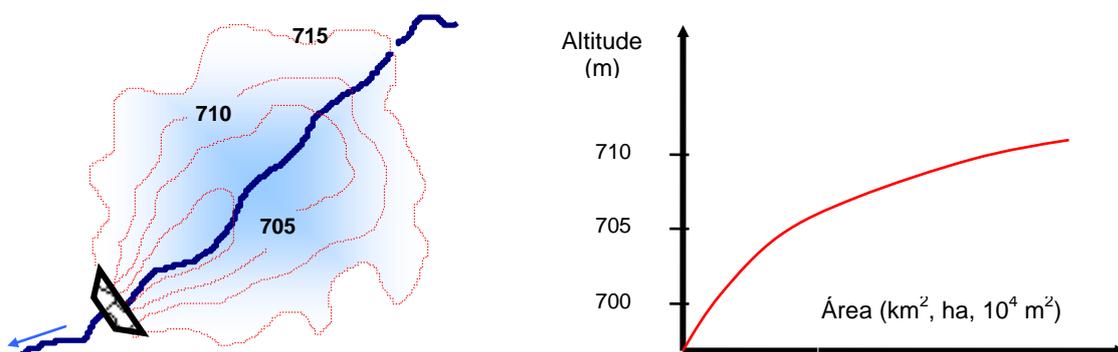
Um RESERVATÓRIO DE ACUMULAÇÃO tem por objetivo reter o excesso de água, do período chuvoso, para usá-lo no período seco, com o objetivo de atender uma certa demanda do sistema de aproveitamento de recursos hídricos. Além desse objetivo, um reservatório de acumulação também pode servir ao propósito de atenuar os efeitos de uma enchente a jusante. Em sistemas de abastecimento d'água e irrigação, existem os RESERVATÓRIOS DE DISTRIBUIÇÃO, cujo objetivo é o de regular a demanda variável ao longo de um dia. Esses reservatórios fornecem às ETA's, ou às estações de recalque, a possibilidade de um funcionamento relativamente uniforme, liberando a água armazenada durante os picos de demanda. Em ambos os casos e independentemente de seu tamanho, um reservatório funciona como um REGULADOR das vazões afluentes dos cursos d'água, no primeiro caso, ou das variações das demandas, no segundo caso.

7.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS RESERVATÓRIOS

7.2.1- CAPACIDADE DE ARMAZENAMENTO

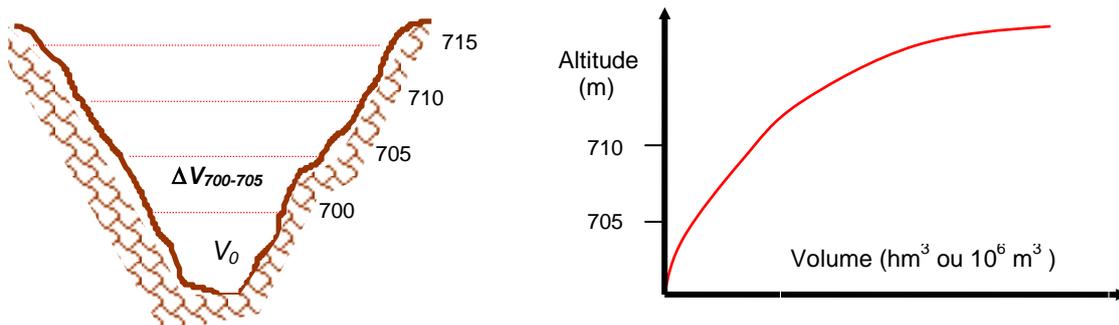
A capacidade de armazenamento dos reservatórios, construídos em terrenos naturais, é calculada a partir de levantamentos topográficos.

A curva **cota-área** é traçada calculando-se as áreas limitadas pelas curvas de nível.

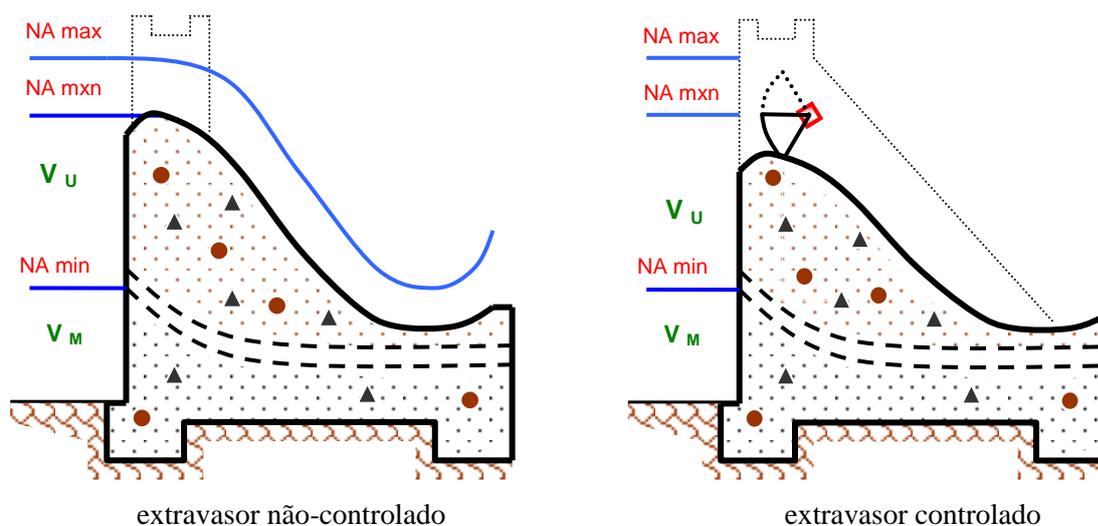


A curva **cota-volume** é o resultado da integração da curva cota-área ao longo das curvas de nível. Por exemplo, se ΔV representa o incremento de volume entre duas curvas de nível (obtido pelo produto da média de suas áreas pela diferença de altitude ou cota correspondente) e V_0 denota o volume inicial, então :

$$V_{710} = V_0 + \Delta V_{700-705} + \Delta V_{705-710}$$



7.2.2- ZONAS DE ARMAZENAMENTO DE UM RESERVATÓRIO DE ACUMULAÇÃO



NA Máximo Normal de Operação (NA mxn) : cota máxima até a qual as águas se elevam, nas condições normais de projeto. Corresponde à cota da crista vertente, no caso de extravasador não controlado ou de crista livre, ou à cota da borda superior das comportas, no caso de extravasador controlado.

NA Mínimo Normal de Operação (NA min) : cota mínima até a qual as águas abaixam, em condições normais de operação. Corresponde à cota do conduto de saída mais baixo da barragem ou à cota mínima capaz de permitir as melhores condições operacionais de equipamentos como turbinas, de forma a evitar arrastamento de ar ou formação de vórtices na tomada d'água.

Volume Útil : volume armazenado entre o NA mxn e o NA min.

Volume Morto : volume armazenado abaixo do NA min, destinado a acomodar a carga de sedimentos afluentes ao reservatório, durante a sua **vida útil**.

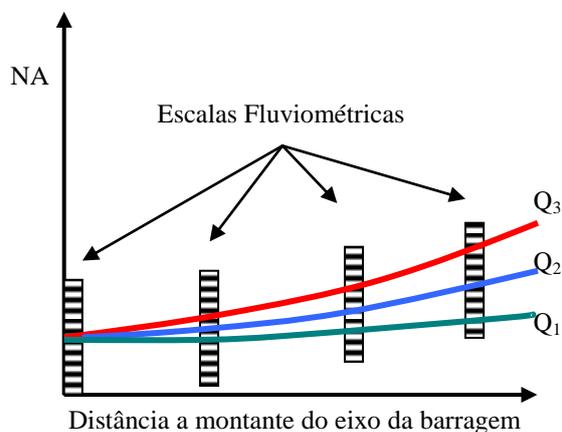
Sobrearmazenamento devido à Cheia de Projeto do Extravasador : volume acima do NA mxn, devido à sobrelevação causada pelo amortecimento da cheia de projeto pelo reservatório. Corresponde ao **NA máximo maximorum (NA max)**. O sobrearmazenamento não é aproveitado, pois persiste somente durante a cheia.

Borda Livre : Diferença de cotas entre o coroamento da barragem e o NA máximo maximorum, suficientemente grande para conter a arrebenção de ondas devidas ao vento.

Armazenamento nas Margens : quando o reservatório se enche, a água infiltra-se pelo solo permeável das margens, permitindo um escoamento em sentido contrário quando o NA decresce. Esse armazenamento temporário depende das condições de geologia superficial e, em alguns casos, pode ser significativo.

7.2.3 - REMANSO EM RESERVATÓRIOS DE ACUMULAÇÃO

A suposição de que a linha d'água é **horizontal** é válida apenas para reservatórios **pequenos e profundos**; nesses casos, a velocidade do escoamento e o gradiente da linha d'água são muito atenuados. Em reservatórios **rasos e estreitos**, o NA pode se afastar significativamente de uma linha horizontal.



A curva formada pelo NA, correspondente ao volume da cunha acima do plano horizontal, é chamada **CURVA DE REMANSO**. Essa pode ser determinada para diversos valores de descargas afluentes, a partir da solução das equações do **ESCOAMENTO GRADUALMENTE VARIADO** [e.g. : método "Standard Step" - software "River Analysis System" do Hydrologic Engineering Center (HEC-RAS)]. A linha d'água varia em função das afluições e defluências.

A curva de remanso é importante em projetos de reservatórios para fins de **desapropriação de áreas ribeirinhas** sujeitas a inundação. Qualquer construção deve se localizar acima da linha d'água correspondente à passagem da cheia de projeto.

7.3 - PRODUÇÃO DOS RESERVATÓRIOS

A **produção** de um reservatório é o volume de água que ele pode fornecer em um determinado **intervalo de tempo**. Esse intervalo varia de 1 dia, no caso de reservatórios de distribuição, a 1 ou vários anos, no caso de reservatórios de acumulação. A produção de um reservatório **varia** em função das vazões afluentes e defluentes, bem como da cronologia de suas ocorrências. Em um caso extremo, se as vazões fossem constantes, não haveria necessidade de reservatórios; à medida que **umenta a variabilidade** das vazões, **umenta também a capacidade de armazenamento** de um reservatório.

Questões importantes:

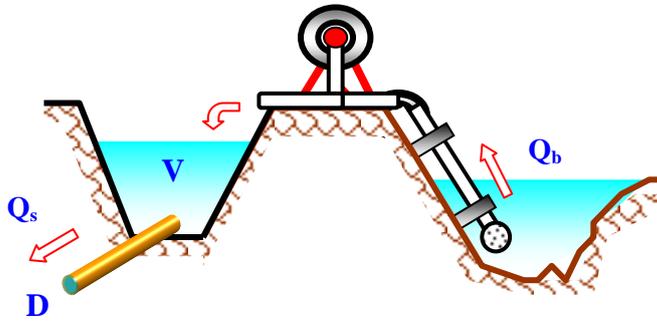
- qual é a demanda a ser atendida ou a vazão a ser regularizada ?
- qual deve ser a capacidade (volume útil) de um reservatório, destinado a atender uma demanda especificada (ou regularizar uma vazão especificada), com pequeno risco de falha?

7.3.1- RESERVATÓRIO DE DISTRIBUIÇÃO

Nesse caso, trata-se de determinar a capacidade de um reservatório destinado a **atender às flutuações da demanda**, em um dado intervalo de tempo. A solução desse problema resulta da aplicação da equação da continuidade às afluições e defluências.

Exemplo :

Determinar a capacidade de um reservatório de distribuição de um sistema de abastecimento urbano, cujas demandas horárias para o **dia de maior consumo** encontram-se relacionadas na tabela a seguir. A vazão de bombeamento para o reservatório deve ser constante.



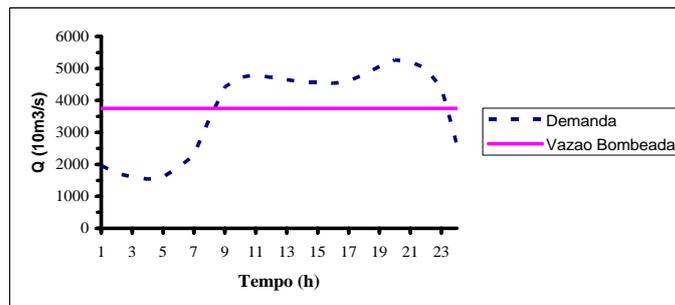
Operação do Reservatório :

Se $D < Q_b \Rightarrow Q_s = D$

Se $D > Q_b \Rightarrow Q_s = Q_b + (D - Q_b)$

Suprido pelo reservatório ↩

Hora	Demanda (10m ³ /h)	Vazão Bombeada (10m ³ /h)	Volume fornecido pelo Reservatório (10m ³)
1	1960	3750 = 90000/24	- (1960 < 3750)
2	1720	3750	-
3	1610	3750	-
4	1540	3750	-
5	1610	3750	-
6	1910	3750	-
7	2290	3750	-
8	3410	3750	-
9	4420	3750	670 = 4420 - 3750
10	4720	3750	970
11	4800	3750	1050
12	4720	3750	970
13	4650	3750	900
14	4570	3750	820
15	4570	3750	820
16	4540	3750	790
17	4610	3750	860
18	4810	3750	1060
19	5070	3750	1320
20	5270	3750	1510
21	5210	3750	1460
22	4990	3750	1240
23	4390	3750	640
24	2620	3750	-
Soma	90000	90000	15080



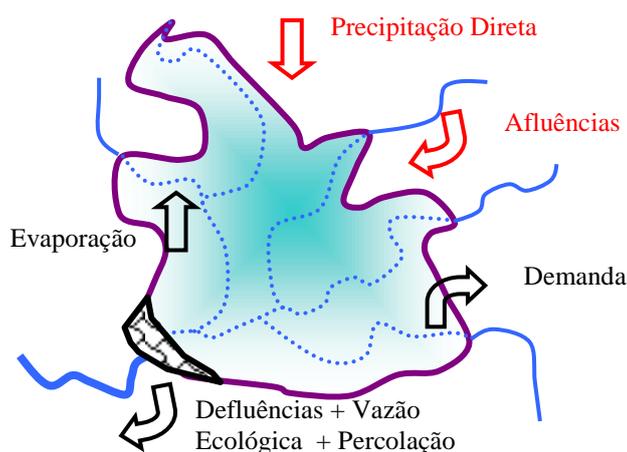
7.3.2- RESERVATÓRIO DE ACUMULAÇÃO

A determinação da CAPACIDADE ou VOLUME ÚTIL de um reservatório de acumulação geralmente se faz através da simulação de sua operação (**balanço hídrico**) ao longo de:

- um **período crítico**, ou período de estiagem prolongada, determinando-se o volume necessário para atender a demanda, sem risco de falha durante o período; ou
- todo o período histórico disponível, determinando-se a cada ano o volume necessário para atender a demanda e, em seguida, o máximo entre os volumes anuais.

O quociente entre a primeira estimativa do volume provável do reservatório e a vazão média afluente em um dado intervalo de tempo determina se a simulação deve ser feita com dados diários, semanais ou mensais; em grandes reservatórios, geralmente são utilizadas as vazões naturais médias mensais.

7.3.2.1 - Balanço Hídrico



[Afluências + Precipitação]

-

[Evaporação + Demanda +
Defluências + Vazão
Ecológica + Percolação]

=

$\Delta \text{Volume} / \Delta t$

7.3.2.2 - Determinação do Volume Útil pelo Método Tabular (adap. Linsley e Franzini)

A tabela a seguir apresenta os seguintes dados para uma seção onde se vai construir uma barragem: vazões médias mensais, evaporação mensal medida em um tanque classe A, os totais mensais de precipitação e as demandas mensais previstas. As vazões naturais até o máximo de 125000 m³/mês devem ser liberadas para jusante. Supondo que a área a ser inundada pelo reservatório é de 4 km², qual deve ser o volume útil para atender as demandas durante esse período crítico?

Mês	Afluência 10 ³ /mês	Evapora- ção mm	Precipi- tação mm	Demanda 10 ³ /mês	Vazão Liberada 10 ³ /mês	Volume Evaporado 10 ³ /mês	Volume Precipitado 10 ³ /mês	Afluência Corrigida 10 ³ /mês	Reserva- tório 10 ³ /mês
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Jan	2600	90	86,3	49	125	252	345	2568	0
Fev	5430	130	90	49	125	364	360	5301	0
Mar	37	150	11,3	98	37	420	45	-375	473
Abr	12	160	15	160	12	448	60	-388	548
Mai	6	140	3,8	172	6	392	15	-377	549
Jun	4	120	0	172	4	336	0	-336	508
Jul	1	80	0	160	1	224	0	-224	384
Ago	0	45	0	148	0	126	0	-126	274
Set	0	20	0	98	0	56	0	-56	154
Out	0	25	7,5	49	0	70	30	-40	89
Nov	0	30	15	37	0	84	60	-24	61
Dez	4	60	86,3	37	4	168	345	177	0
Σ	8094	1050	420	1229	314	2940	1260	6100	3040

Col. 7 = Col. 3 × 4 km² × 10⁶ × 10⁻³ × **0,77**

Col. 8 = Col. 4 × 4 km² × 10⁶ × 10⁻³

Col. 9 = Col. 2 - Col. 6 - Col. 7 + Col. 8

Col. 10 = |Col. 9| + |Col. 5| somente se Col. 9 < 0

VOLUME ÚTIL = 3040.10³ m³

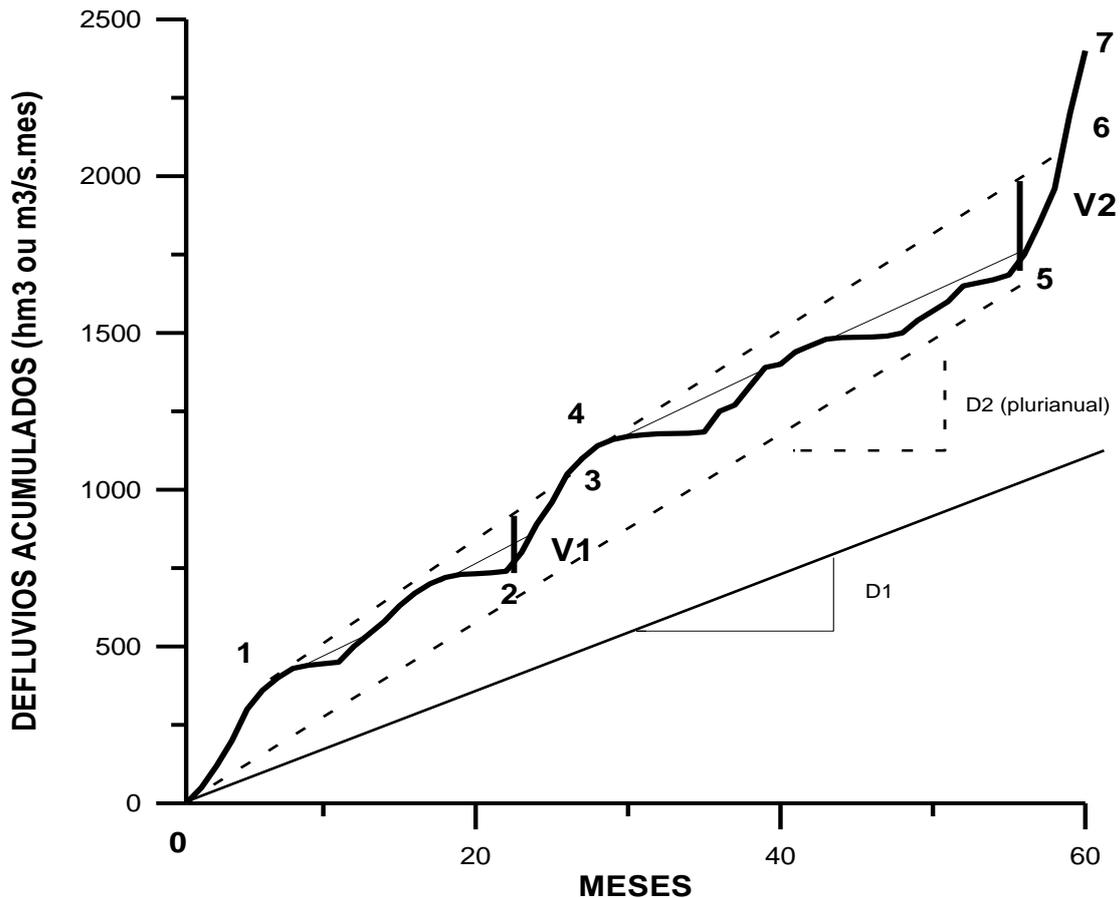
Em alguns casos, a capacidade ou volume útil de um reservatório é imposta pelas condições locais de topografia ou por aspectos geotécnicos. Nesses casos, dado o volume do reservatório, imposto pelas condições locais, são calculadas as VAZÕES POSSÍVEIS. A produção pode ser calculada por

PRODUÇÃO = VOLUME ÚTIL + AFLUÊNCIAS DO PERÍODO CRÍTICO

No exemplo acima, de Março a Novembro há um deficit de 1946.10³ m³. Supondo que o volume útil fosse pré-estabelecido em 2540. 10³ m³, a sua produção seria 2540-1946=594. 10³ m³ nos 9 meses de estiagem, ou seja 66. 10³ m³/mês.

7.3.2.3 - Determinação do Volume Útil pelo Método Gráfico (Diagrama de Rippl, 1883)

Consiste no gráfico dos volumes acumulados ao longo do período crítico em análise, ou ao longo do período histórico disponível. O gráfico assim formado é conhecido como diagrama de Rippl (ou "de massas"). Esse diagrama tem, em ordenadas, os valores cronologicamente acumulados das vazões médias diárias, ou semanais ou mensais, e, em abscissas, os respectivos intervalos de tempo considerados. Caso sejam usadas as vazões afluentes médias mensais, as leituras no eixo das ordenadas terão como unidade m³/s.mês. Ao contrário, se as vazões afluentes médias mensais forem transformadas em volumes mensais, preliminarmente ao traçado do gráfico, as leituras no eixo das ordenadas terão como unidade 10³ m³ ou 10⁶ m³. Antes da construção do diagrama de Rippl, as vazões afluentes devem ser corrigidas somando-se os totais de precipitação e subtraindo-se os de evaporação, ambos calculados sobre a área a ser inundada pelo reservatório, para o mesmo intervalo de tempo sobre o qual foram obtidas as afluências médias.



observações :

- a) declividade de 0 a 7 → vazão afluyente média no período
- b) a diferença de ordenadas é o **volume escoado no período considerado**
- c) a tangente em qualquer ponto representa a vazão afluyente no Δt considerado
- d) a vazão regularizada **D1** (ou **D2**) é representada pela reta que passa pela origem e com coeficiente angular **D1** (ou **D2**)
- e) $Q_{\min} < D < Q_{\text{med}}$
- f) trecho 0-1 → reservatório cheio e extravasando
- g) trecho 1-2 → reservatório deplecionando (com insuficiente recuperação no período)
- h) Ponto 2 → reservatório com acumulação mínima
- i) trecho 2-3 → reservatório enchendo
- j) Ponto 3 → reservatório cheio

As distâncias verticais **V1** e **V2** na figura representam os volumes necessários para garantir a demanda **D2** nos períodos de operação correspondentes. Durante todo o período crítico, o **VOLUME ÚTIL** necessário para regularizar **D2** será o maior dentre os dois, ou seja **V2**.

A determinação do volume útil através do Diagrama de Rippl pode ser feita por 2 modos de regularização: **ANUAL ou PLURIANUAL**, de acordo com a demanda D .

- **anual**: o reservatório volta a encher a cada estação chuvosa e o volume útil é o maior dentre os déficits anuais de armazenamento (eg : $D1$ na figura)
- **plurianual**: o reservatório pode exigir um intervalo de tempo maior do que o ano para voltar ao NA máximo normal de operação. (eg : $D2$ na figura)

Desvantagens :

- a demanda é considerada constante (pode ser adaptado para demandas variáveis)
- as afluições precisam ser corrigidas *a priori*, levando-se em conta a evaporação e a precipitação
- **não permite a estimação do risco de falha no atendimento da demanda.**

7.3.2.4 - Determinação do Volume Útil pela Simulação da Operação do Reservatório

Objetivo : determinar o MENOR volume útil de um reservatório capaz de atender a demanda de água num dado período crítico.

a) Problema Simplificado

Demanda constante X

Não há perdas por evaporação e nem chuva direta sobre o reservatório

Período crítico : N meses

$$\text{Continuidade : } S_0 + \sum_{t=1}^N q_t = N X + S_N$$

onde $S_0 \rightarrow$ volume inicial e $S_N \rightarrow$ volume final

$$\text{Se } S_0 = S_N \Rightarrow \sum_{t=1}^N q_t = N X \Rightarrow X = \frac{\sum_{t=1}^N q_t}{N}$$

Logo, a máxima demanda é a média das afluições.

Exemplo : Suponha que as afluições a um possível reservatório sejam as listadas na tabela abaixo e que a demanda seja constante e que $X = \bar{q} = 33,3 \text{ m}^3/\text{s}$. Determine a capacidade ou volume útil C .

$$\text{Nesse caso : } S(t) = S_0 + \sum_{i=1}^t q_i - t X \quad \Rightarrow \quad S_{dif}(t) = S(t) - S_0 = \sum_{i=1}^t q_i - t X$$

S_{dif} representa o acréscimo (ou decréscimo) em relação a S_0 no intervalo de tempo.

Mês t	q_t hm^3	S_{dif} hm^3									
1	0,2	-33,1	16	3,6	404,6	31	0	-89,3	46	0	-574,1
2	5,4	-61,1	17	1,7	372,9	32	0	-122,6	47	0	-607,4
3	416,6	322,2	18	0,9	340,4	33	0	-156,0	48	0,6	-640,2
4	326,8	615,7	19	0,1	307,1	34	0	-189,4	49	3,9	-669,7
5	164,3	746,6	20	0,2	274,0	35	0	-222,7	50	34,1	-669,0
6	13,5	726,8	21	0	240,6	36	0,9	-255,2	51	750,6	48,2
7	0,3	693,8	22	0	207,3	37	1,4	-287,1	52	128,4	143,3
8	0	660,4	23	0	173,9	38	1,2	-319,3	53	83,1	193,1
9	0	627,0	24	0	140,5	39	4,2	-348,5	54	40,2	199,9
10	0	593,7	25	0,3	107,5	40	4,8	-377,1	55	0,2	166,7
11	0	560,3	26	0,5	74,6	41	2,7	-407,7	56	0	133,4
12	0,6	527,5	27	0,5	41,8	42	0,5	-440,6	57	0	100,0
13	2,3	496,5	28	2,2	10,6	43	0	-474,0	58	0	66,6
14	2,2	465,4	29	0,1	-22,6	44	0	-507,3	59	0	33,3
15	2,3	434,3	30	0	-55,9	45	0	-540,7	60	0,1	0

mês 5 → reservatório cheio com um acréscimo de $746,6 \text{ hm}^3$ acima de S_0

mês 49 → armazenamento mínimo com um decréscimo de $669,7 \text{ hm}^3$ abaixo de S_0

Conclusões :

- a carência de água será evitada com qualquer volume inicial que faça o armazenamento no mês 49 ser positivo ou pelo menos nulo : $S_0 \geq 669,7 \text{ hm}^3$.
- por outro lado, o reservatório deverá estar com plena capacidade no mês 5. Se $S_0 = 669,7 \text{ hm}^3$, no mês 5 a plena capacidade vai ser $C = 669,7 + 746,6 \text{ hm}^3$.
- $C = 1416,3 \text{ hm}^3$.

b) Problema Real

Demanda variável : $X(t)$

Perdas por evaporação : $E(t)$

Precipitação direta : $P(t)$

Período crítico : N meses

Continuidade : $S(t + 1) = S(t) + q(t) - X(t) - E(t) + P(t)$

Perda líquida no mês : $\tilde{E}(t) = \frac{[E(t) - P(t)]}{1000} A$

com $E(t)$ e $P(t)$ em mm, A em km^2 e $\tilde{E}(t)$ em hm^3 .

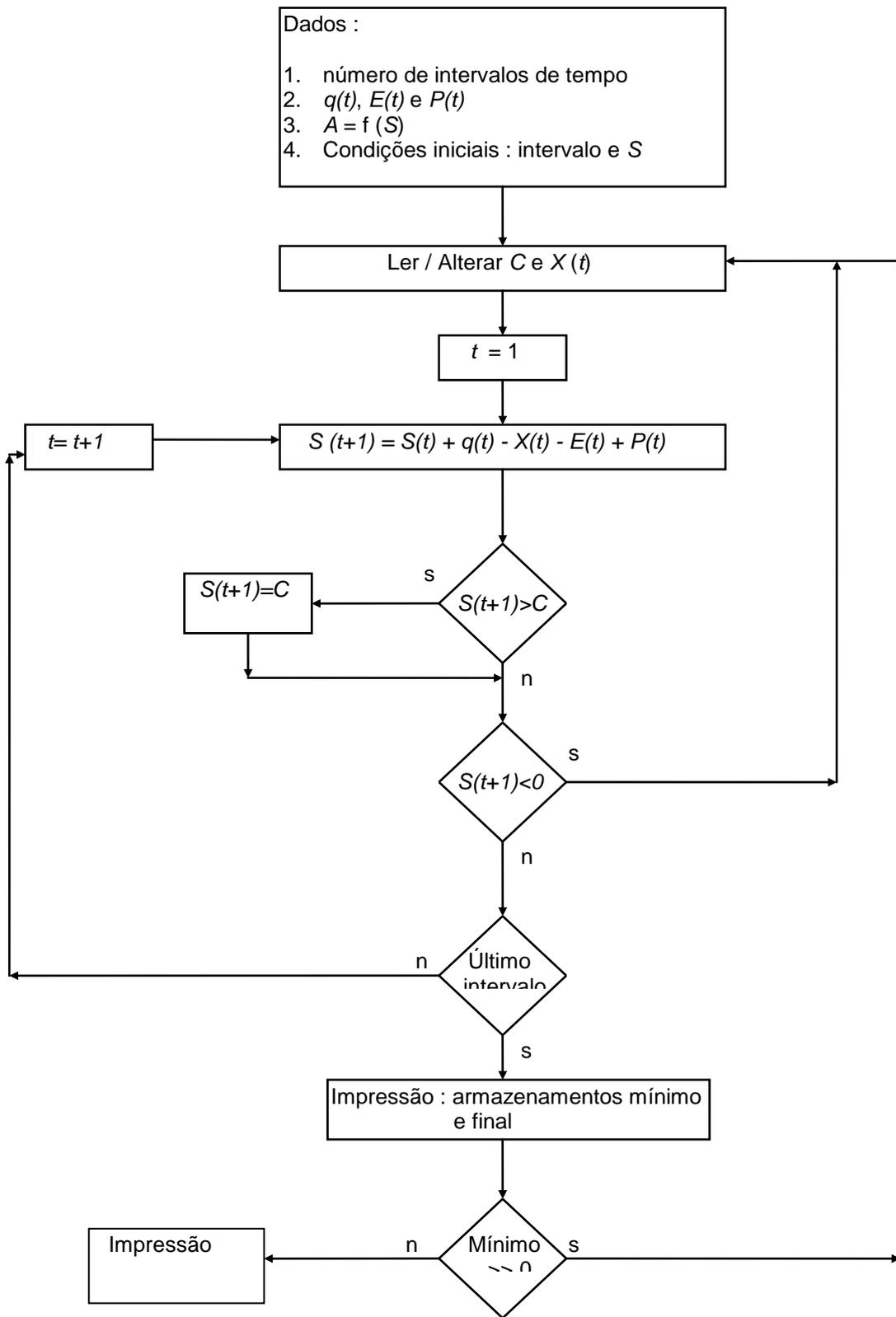
$A = C_0 + C_1 S + C_2 S^2 + C_3 S^3 + C_4 S^4$ ou tabela

Capacidade ou volume útil do reservatório : C

Condições :

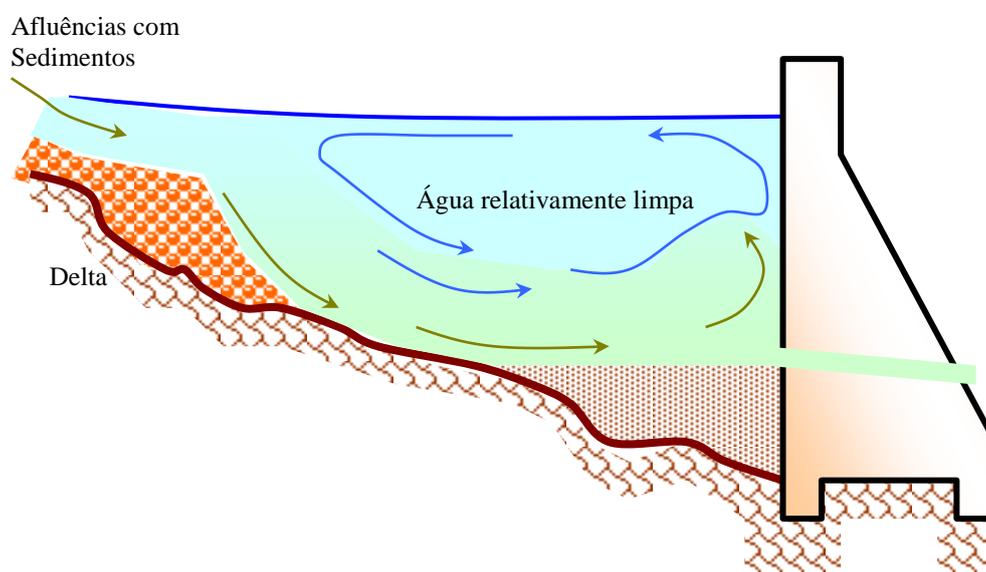
- $S(t+1) \leq C$, ou seja haverá vertimento se $>C$
- $S(t+1) \geq 0$, ou seja capacidade não atende a demanda se <0 .

Fluxograma para Solução Iterativa :



7.4- VOLUME MORTO E ASSOREAMENTO DE RESERVATÓRIOS

Os rios transportam matéria sólida em **SUSPENSÃO** e **ARRASTAMENTO**. As partículas em suspensão tendem a se depositar no fundo do rio. As correntes ascendentes, devidas à turbulência do escoamento, contrariam a tendência de deposição. Entretanto, em um **reservatório**, a velocidade e a turbulência do escoamento são muito reduzidas. Em conseqüência, as **partículas de maior diâmetro**, transportadas em suspensão, e a **maior parte daquelas transportadas por arrastamento** depositam-se na entrada do reservatório, formando um **DELTA**. As partículas de **menor diâmetro**, transportadas em suspensão, depositam-se mais a jusante, ou transpõem a barragem através de seus dispositivos de saída, como vertedores, turbinas, válvulas de fundo, entre outros.



$$\text{DESCARGA SÓLIDA TOTAL} = \text{DESCARGA EM SUSPENSÃO} + \text{DESCARGA DE FUNDO}$$

A descarga sólida em suspensão é medida através de amostradores de sedimento em suspensão, como os padronizados pelo United States Geological Survey e conhecidos pelas denominações **USDH48** ou **USDH49**. Esses amostradores são recipientes metálicos, no interior dos quais se aloja uma garrafa de vidro destinada a armazenar a amostra da mistura água-sedimento. O amostrador possui em sua extremidade um bocal através do qual a mistura água-sedimento é coletada sem perturbar o campo de velocidades em seu entorno. Posteriormente, em laboratório, a parte sólida é separada e pesada, devendo-se obter também sua curva granulométrica. Dividindo-se a massa dos sólidos, pelo volume total da amostra água-sedimento, obtém-se a concentração de sólidos em suspensão, geralmente expressa em g/l. As amostras são coletadas em várias verticais da seção fluvial, de forma que se possa obter a concentração do sedimento em suspensão e sua respectiva curva granulométrica, naquela seção e naquele instante (detalhes em "**Hidrosedimentologia Prática**", de N. O. Carvalho, editado por CPRM e

Eletróbrás, 1994). A correlação entre as concentrações e as descargas líquidas observadas, ou entre as descargas sólidas em suspensão e as descargas líquidas, permite o cálculo da descarga sólida em suspensão média diária, ou seja :

$$Q_{ss} \text{ (ton/dia)} = \text{Concentração (g/l)} \times Q \text{ (m}^3\text{/s)} \times 86,4$$

Existem também amostradores de descarga sólida de fundo (ou arrastamento), porém não são de uso tão freqüente quanto os de suspensão. Para avaliações preliminares, geralmente, arbitra-se a DESCARGA SÓLIDA DE FUNDO MÉDIA como um percentual, em torno de 5 a 25%, com um valor mais usual de 10%, da descarga sólida em suspensão média, ou seja :

DESCARGA SÓLIDA TOTAL \approx 1,10 \times DESCARGA SÓLIDA EM SUSPENSÃO

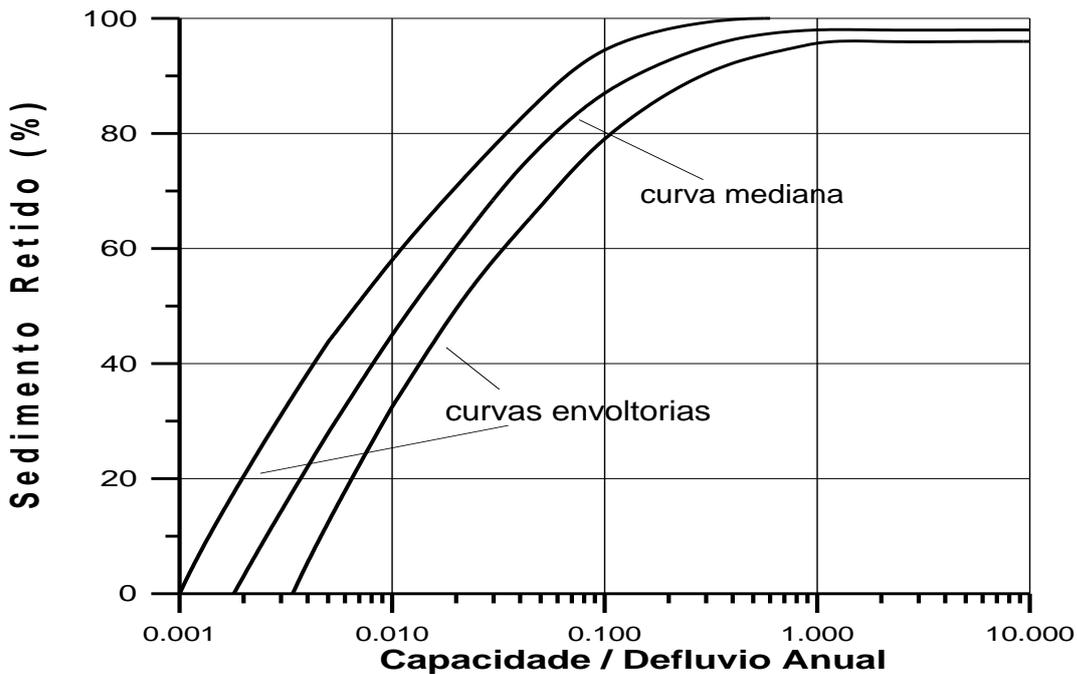
7.4.1- VIDA ÚTIL DE RESERVATÓRIOS

O fim de todos os reservatórios é o de se assorearem. Se o volume anual de sedimentos afluentes ao reservatório for muito grande, quando comparado à sua capacidade, a VIDA ÚTIL do empreendimento será curta. A vida útil de um reservatório é aqui entendida como o período de tempo, ao fim do qual, o reservatório deixa de funcionar tal como projetado; um exemplo disso seria o eventual assoreamento das tomadas d'água pelos sedimentos afluentes. O projeto de um reservatório deve contemplar a determinação de sua vida útil, para que a viabilidade econômica de sua construção possa ser verificada. **O assoreamento dos reservatórios depende:**

- **do volume anual de sedimentos afluentes**
- **do peso específico dos sedimentos depositados**
- **da porcentagem dos sedimentos afluentes que fica retida dentro do reservatório (eficiência de retenção ou "trap efficiency")**

O **peso específico** das partículas sólidas depositadas varia com a idade dos depósitos e com sua granulometria. Os pesos específicos de amostras secas de sedimentos retirados de reservatórios variam de 640 a 1750 kg/m³, com um valor médio de 960 kg/m³ para sedimentos recentes e 1280 kg/m³ para sedimentos antigos. Lane e Koelzer propõem a expressão $w_t = w_1 + K \ln t$, onde w_1 é peso específico inicial (kg/m³), w_t é o peso específico (kg/m³) t anos depois e K é um coeficiente de consolidação que varia com a depleção do reservatório e a granulometria do sedimento (para depleções pouco significativas $K \approx 0,25$ para argila, $K \approx 0,10$ para silte e $K \approx 0,0$ para areia).

A **eficiência de retenção** decresce com o tempo, à medida que a capacidade do reservatório é reduzida pelo assoreamento. Brune propõe uma curva relacionando a **eficiência de retenção** com o quociente **(capacidade do reservatório) / (vazão anual afluente)**. A curva de Brune foi elaborada com base em dados observados em reservatórios e bacias de decantação parcialmente assoreados.



Para que um reservatório fique totalmente assoreado, pode ser necessário um tempo bastante longo. Na prática, a vida útil de um reservatório termina quando o volume assoreado impede o seu funcionamento normal.

Exemplo: Utilizando a curva de Brune, calcular a vida útil provável de um reservatório de capacidade 36 hm³; supor uma afluência líquida média anual de 72 hm³ e afluência sólida total anual de 200000 ton de sedimentos. Admitir que o peso específico médio do sedimento é de 1,2 ton/m³ e que a vida útil do reservatório terminará quando 80% de sua capacidade original já estiver assoreada.

Capacidade Hm ³ (ΔV=7,2 hm ³)	Quociente capacidade afluência	Eficiência de Retenção %		Volume de Sedimentos Retidos		Diferença na Capacidade Hm ³	Número de Anos para Assorear
		Vol. Ind. 3	Média Inc. 4	Ton 5	Dam ³ 6		
1	2	3	4	5	6	7	8=7÷6
36	0,5	96,0	--	--	--	--	--
28,8	0,4	95,5	95,7	191400	159,5	7,2	45
21,6	0,3	95,0	95,2	190400	158,7	7,2	45
14,4	0,2	93,0	94,0	188000	156,7	7,2	46
7,2	0,1	87,0	90,0	180000	150,0	7,2	48
Total	--	--	--	--	--	--	184

Vida Útil = 184 anos.

7.4.2 - CONTROLE DO ASSOREAMENTO EM RESERVATÓRIOS

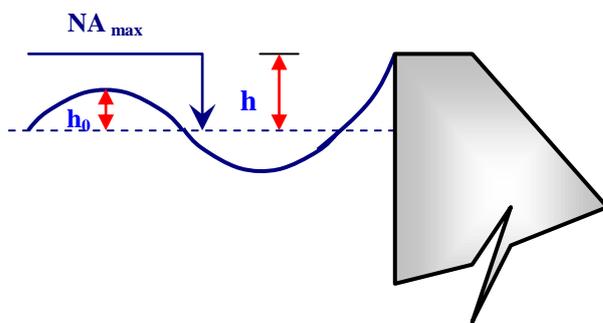
A estratégia mais empregada para contemplar o problema de assoreamento de um reservatório é o de destinar uma parte de seu volume - o volume morto, para acomodar a carga de sedimentos afluente durante a sua vida útil. As tomadas para aproveitamento

da água armazenada deverão se localizar acima da cota correspondente ao volume morto. Essa medida não reduz a acumulação de sedimentos; de fato, essa estratégia apenas adia a data em que a utilização do reservatório irá se tornar impraticável. Além disso, os sedimentos se depositam ao longo de todo o reservatório de forma muito complexa e não somente e simplesmente abaixo da cota correspondente ao volume morto.

O assoreamento **não pode ser evitado**, mas pode ser **retardado** por meio de outras medidas, tais como:

- melhores técnicas de **conservação do solo** na bacia de drenagem, entre as quais podem ser citadas o reflorestamento, o cultivo e a aração em curvas de nível e a construção de pequenas barragens de retenção nas ravinas.
- incorporação à barragem de órgãos de descarga parcial dos sedimentos depositados ou em suspensão, como por exemplo válvulas de fundo, condutos e comportas instaladas em diferentes cotas, abaixo do NA máximo normal de operação.

7.5 - ONDAS NOS RESERVATÓRIOS - AÇÃO DOS VENTOS

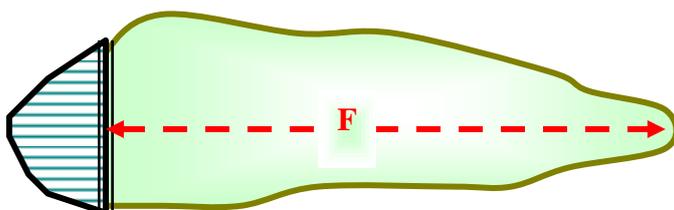


As barragens, principalmente as de terra, necessitam ter uma BORDA LIVRE, acima do NA de sobrelevação da cheia de projeto, para conter a ARREBENTAÇÃO DAS ONDAS DEVIDAS À AÇÃO DO VENTO.

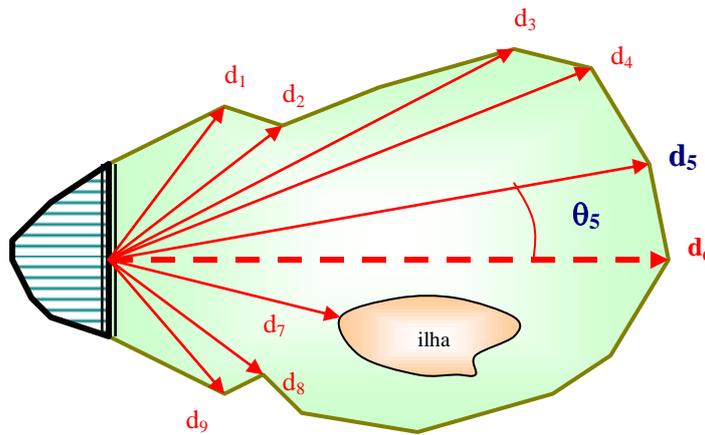
Fórmula de Saville et al. (1962) : $h_0 = 0,005 V_v^{1,06} F^{0,47}$

onde: h_0 = altura significativa de onda de vento em m; V_v = velocidade do vento a 7,6 m acima do NA em km/h; e F = "fetch" ou extensão da superfície da água sobre a qual e em cuja direção o vento atua, em km. (Fonte: Saville T., E. W. McClendon & A L. Cochran; "Freeboard allowances for waters in inland reservoirs", ASCE Journal of Waterways and Harbours Division, 1962)

Fetch para um Reservatório Regular :



Fetch para um Reservatório Irregular :



$$F = \frac{\sum_{i=1}^n d_i \cos \theta_i}{\sum_{i=1}^n \cos \theta_i}$$

Velocidade do Vento :

A fórmula de Saville et al.(1962) baseou-se em dados experimentais de velocidade do vento a 7,6 m acima da superfície da água, denotada por V_v . Como os dados normalmente disponíveis são de velocidade do vento ao nível do solo, denotada por V_s , os autores ainda propõem fatores de correção, para diferentes valores do fetch F , conforme a tabela a seguir.

Fetch (km)	0,805	1,609	3,219	6,437	9,656	12,874
V_v/V_s	1,08	1,13	1,21	1,28	1,31	1,31

Geralmente obtêm-se os valores de projeto após análise de frequência dos valores máximos anuais de V_s ou, em estudos expeditos, arbitra-se valores de projeto entre 50 e 100 km/h.

Cálculo Aproximado da Borda Livre h :

Barragens de Terra ou Enrocamento: $h = 1,4 h_0$

Barragens de Concreto: $h = 1,50 h_0$

7.6 - SELEÇÃO DO LOCAL PARA A CONSTRUÇÃO DE ESTRUTURAS DE ARMAZENAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS

- Seção apropriada que proporcione boas condições de fundação e de custo.
- O custo do terreno a ser inundado pelo reservatório, incluindo a reconstrução de cidades e estradas, não deve ser alto.
- O aproveitamento deve proporcionar o volume economicamente adequado.
- Um reservatório profundo é melhor do que um raso, devido ao menor custo dos terrenos por capacidade unitária e menores perdas por evaporação.
- Bacias com grande produção de sedimentos devem ser evitadas.
- A qualidade das águas armazenadas devem satisfazer os fins visados.
- O impacto ambiental deve ser baixo.

7.7 – NOÇÕES SOBRE BARRAGENS

A primeira barragem da qual se tem notícia foi construída no rio Nilo, por volta de 4000 AC. Segundo o historiador Heródoto, atribui-se, a construção dessa barragem, a Menes, unificador dos reinos do alto e baixo Nilo e rei da primeira dinastia egípcia. A barragem, denominada El Kafara, era de pedra bruta e se localizava em Kosheish, a 20 km a montante da antiga cidade planejada de Mênfis, para protegê-la das inundações de alguns afluentes do rio Nilo. A barragem mais antiga, ainda em operação, é a de Almanza, localizada na província espanhola de Albacete. Essa barragem, em forma de arco, foi construída em alvenaria de pedra bruta, tendo iniciada a sua operação em 1384 e reformada em 1736.

A ruptura e/ou a operação indevida de uma barragem podem causar inundações catastróficas a jusante, com perdas de vidas humanas e grandes prejuízos econômicos. Por isso, as recomendações para projeto, operação e manutenção de barragens são geralmente padronizadas e as respectivas concessões para os aproveitamentos de recursos hídricos, com reservatórios, devem ser emitidas por órgãos governamentais, tais com a ANEEL (Agência Nacional de Energia Elétrica).

Os projetos de aproveitamento de recursos hídricos, para os quais prevê-se a construção de uma barragem, envolvem diferentes áreas da engenharia e passam por várias fases. Por exemplo, no caso de uma grande usina hidrelétrica, o projeto envolve as seguintes etapas:

- Inventário do potencial hidrelétrico, na escala da bacia ou regional;
- Estudo de viabilidade de um determinado local já inventariado;
- Projeto básico; e
- Projeto executivo.

Entre os **estudos típicos** necessários, podem ser citados os seguintes:

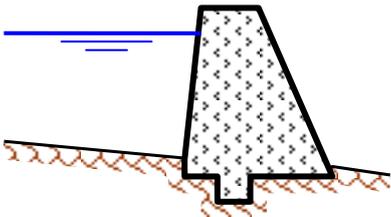
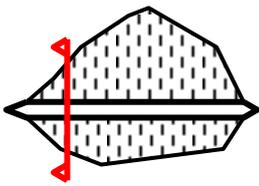
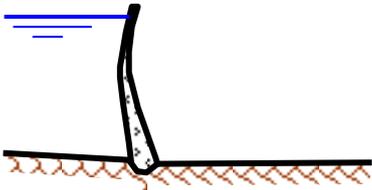
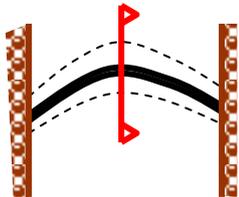
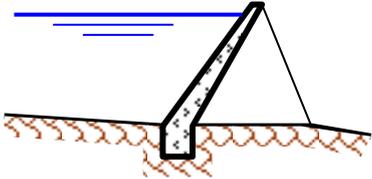
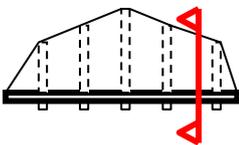
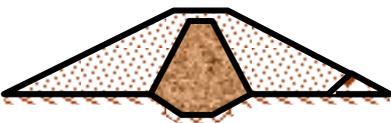
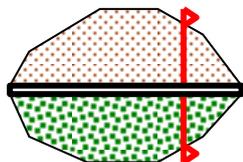
- Estudos topográficos: levantamento plani-altimétrico em escalas de 1:2000 a 1:10000, com curvas de nível de 2 a 5 m;
- Estudos hidrológicos: fluviometria, hidrometeorologia, sedimentometria, enchentes;
- Estudos geotécnicos: sondagens para fundações, pesquisa de jazidas de pedra e cascalho para a construção da barragem, ensaios de carga;
- Estudos hidráulicos: arranjo ("lay-out"), desvio do rio para a construção da barragem, túneis, vertedor, tomada d'água, escadas de peixe, modelos reduzidos;
- Estudos eletro-mecânicos: turbinas, acionamento de comportas, gerador;
- Estudos econômicos: previsão de mercado, priorização;
- Estudos jurídicos: desapropriação de terrenos e propriedades;
- Estudos de impacto ambiental; e
- Estudos diversos: relocação de cidades, estradas, pontes, construção da vila de operadores.

7.8 - TIPOS DE BARRAGENS

As barragens classificam-se, por sua função estrutural, ou por sua forma ou ainda pelo tipo de material empregado em sua construção, em :

- BARRAGENS DE GRAVIDADE
- BARRAGENS EM ARCO
- BARRAGENS DE CONTRAFORTES; e
- BARRAGENS DE TERRA.

Os 3 primeiros tipos são geralmente construídos em concreto. Em uma barragem de gravidade, sua estabilidade depende de seu peso próprio. As barragens em arco, pela ação estrutural de sua forma em planta, transmitem às ombreiras a maior parte dos esforços a que estão submetidas. Nas barragens de contrafortes, esses são dispostos em distâncias regulares apoiando lajes planas ou curvas. As barragens de terra referem-se àquelas construídas em terra e/ou enrocamento, dispoindo de recursos para controlar a percolação das águas que se infiltram através do maciço.

<u>Tipo</u>	<u>Material de Construção</u>	<u>Seção Transversal Típica</u>	<u>Vista em Planta</u>
G	concreto ou alvenaria de pedra bruta		
A	concreto		
C	concreto		
T	terra e/ou rocha		

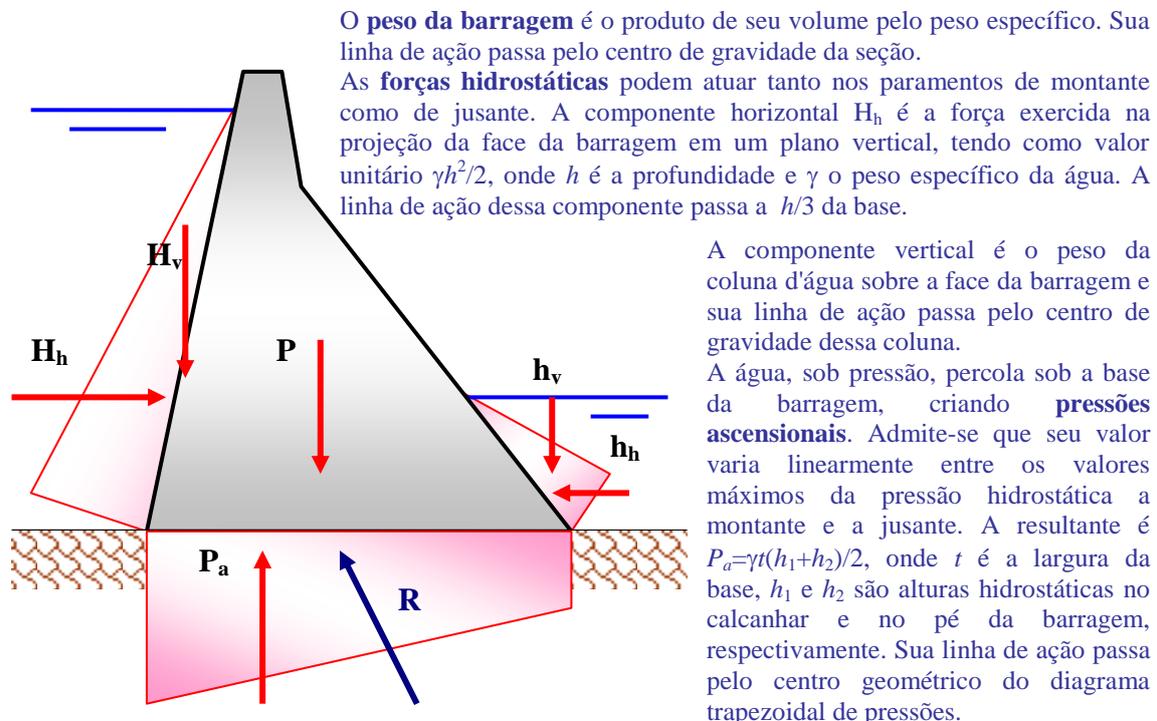
Em uma mesma barragem, pode-se ter mais de um tipo de estrutura. As barragens em curva podem associar a ação de seu peso próprio, típica das barragens de gravidade, com a ação do arco para assegurar sua estabilidade. As barragens extensas possuem em geral uma parte central em concreto, na qual localizam-se os extravasores e as tomadas d'água, sendo complementadas nos flancos por barragens de terra e/ou enrocamento.

A seleção do tipo de barragem mais adequado para uma determinada seção fluvial é um problema de **viabilidade técnica** e de **custo**. A solução técnica depende principalmente da topografia, clima e geologia locais. O custo relativo dos vários tipos de barragens depende principalmente da disponibilidade dos materiais de construção na área próxima ao local e da acessibilidade para seu transporte.

Define-se a **ALTURA DE UMA BARRAGEM** como a diferença entre a cota de sua crista (ou coroamento) e a cota mais baixa da vala escavada para as fundações. Por vezes, a altura de uma barragem é definida de outras maneiras como, por exemplo, a altura acima do antigo leito do rio.

7.9 - FORÇAS ATUANTES EM BARRAGENS

As principais forças atuantes sobre uma barragem são: a gravidade (peso próprio da barragem), o empuxo hidrostático e a força devida à pressão ascensional exercida pelo escoamento da água pela sua base. Os esforços resultantes são transmitidos ao terreno sobre o qual se assenta a barragem, o qual reage com tensões iguais e contrárias.



As camadas de subsolo subjacentes às barragens devem ser capazes de suportar os esforços transmitidos às fundações, **com e sem influência da água**. Rupturas de barragens podem ocorrer em decorrência da ruptura das camadas subjacentes do subsolo. Ao vetor resultante das forças atuantes, opõe-se a reação R .

7.10 - BARRAGENS DE GRAVIDADE

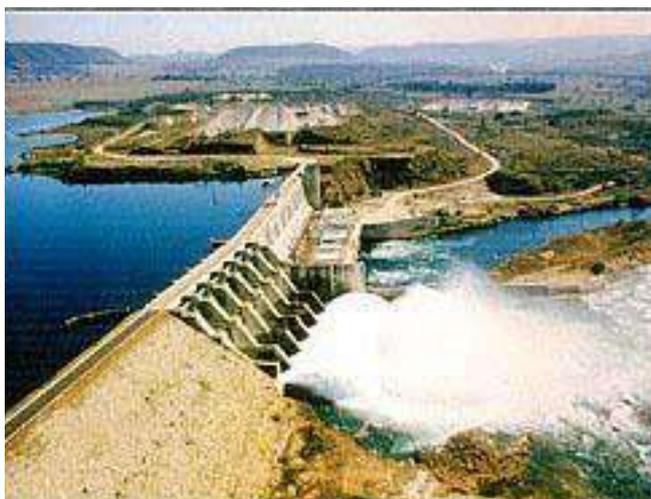
Essas barragens podem romper (i) por **escorregamento** ao longo de um plano horizontal; (ii) por **rotação** em torno do pé da seção; ou (iii) por **ruptura** do material. Nos projetos estruturais das barragens de gravidade, as tensões de trabalho usuais são de cerca de 40 kg/cm^2 para compressão e 0 kg/cm^2 para tração. Em geral, os esforços de tração são anulados quando se mantém a resultante R dentro do **terço médio da base**.

Algumas barragens de gravidade :

Friant
EUA (USBR)



Grande Dixence
Suiça (GD)



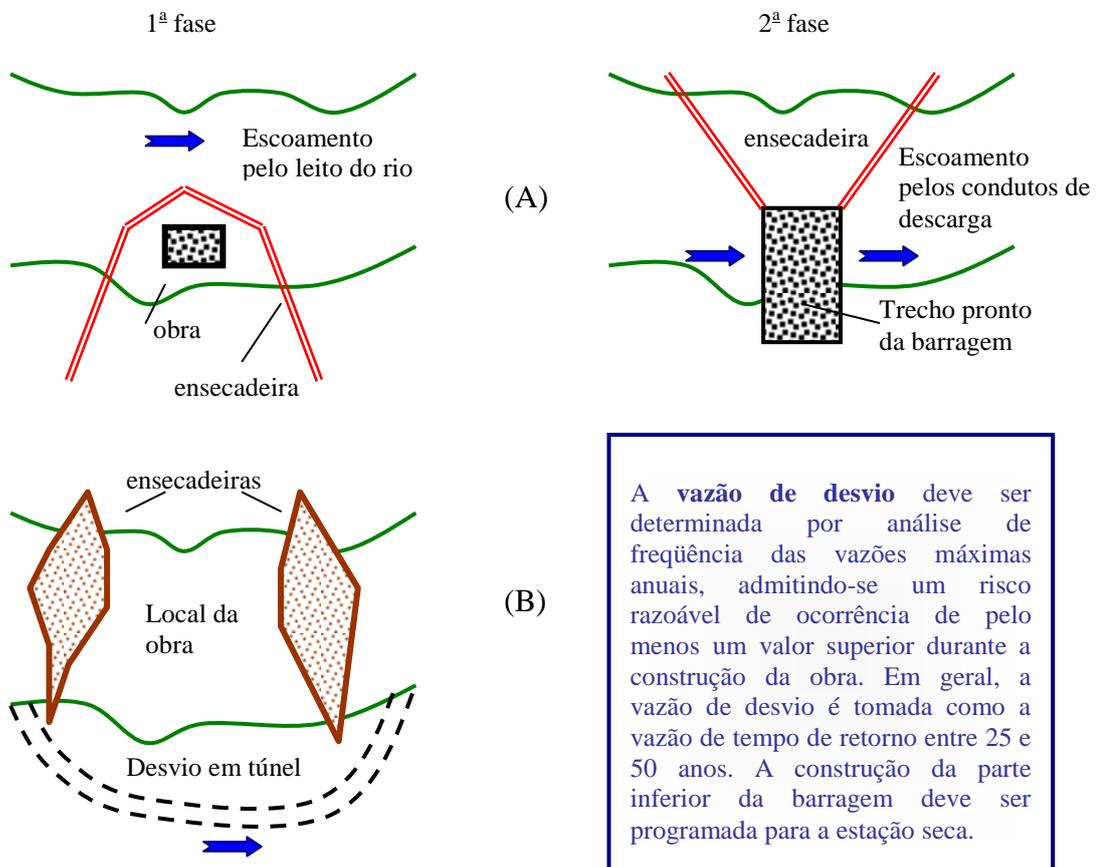
Vão central de barragem
de Jaguará

Brasil (CEMIG)

A cota da crista de uma barragem de gravidade corresponde ao NA máximo normal de operação, acrescido da sobrelevação devida à propagação da cheia de projeto e da máxima altura para a arrebentação de ondas de vento. As larguras dos topos das barragens de gravidade variam de cerca de 0,15 vezes a sua altura, até a largura necessária a uma rodovia.

Detalhes Construtivos :

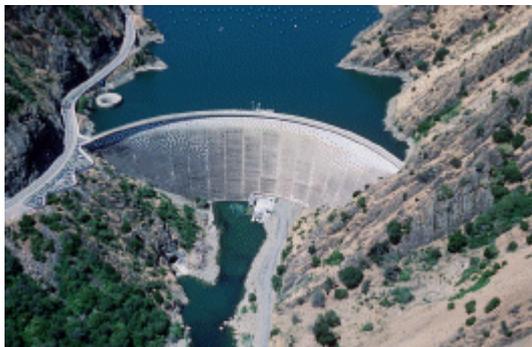
- **Concretagem:** as barragens são concretadas por partes, cujas dimensões dependem do tamanho da obra. Essas partes formam blocos cuja largura máxima pode chegar a 15 m e de altura máxima de 1,5m. Os blocos são concretados alternadamente, e não justapostos, para que a cura possa se processar de forma adequada. Devem ser constantemente regados para evitar a secagem rápida pelo vento. As juntas entre os blocos devem ser feitas com saliências e reentrâncias, além de preenchidas com emulsão asfáltica para evitar sua aderência. Na face de montante, as juntas de vedação são feitas com guarnições de cobre. É usual deixarem-se vãos livres no interior do maciço para fins de **galerias de inspeção**.
- **Fundações :** não se deve lançar concreto nas escavações destinadas às fundações, antes de se ter atingido a rocha sã. Todas as cavidades e falhas da camada subjacente devem ser vedadas com injeções de concreto ou argamassa fina de cimento, a alta pressão. Costuma-se construir, junto ao calcanhar da barragem, uma cortina de vedação (estacas-prancha), para diminuir a percolação e as pressões ascensionais.
- **Desvio do Rio :** antes de ser iniciada a construção da barragem, o rio precisa ser desviado de seu curso natural. O desvio pode ser feito em duas fases, como na Figura A, ou, se as condições topográficas e geológicas assim o permitirem, através de um ou mais túneis escavados em rocha ou canais de desvio, como na Figura B.



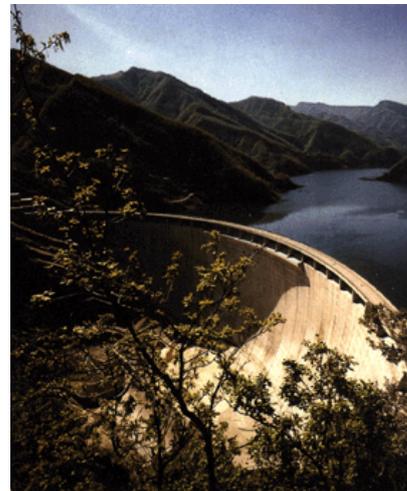
7.11 - BARRAGENS EM ARCO

As barragens em arco apresentam curvatura em planta e transferem, por ação do próprio arco, a maior parte do empuxo da água às ombreiras. Os esforços assim gerados exigem que as vertentes do vale sejam capazes de resisti-los. São construídas em concreto e, comparativamente aos outros tipos, as barragens em arco apresentam poucos casos de ruptura. As mesmas forças atuantes nas barragens de gravidade também atuam nas barragens em arco, diferindo apenas em sua importância relativa. Devido a sua base estreita, as pressões ascensionais em uma barragem em arco são menos importantes. Podendo ser muito altas e delgadas, as barragens em arco são recomendadas para vales estreitos e rochosos.

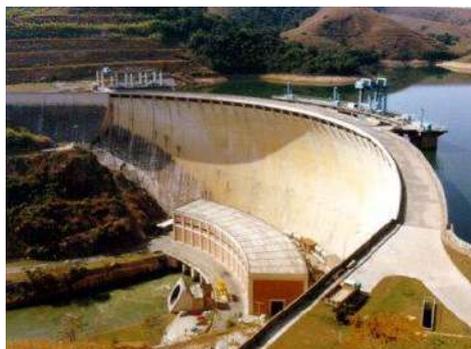
Algumas barragens em arco :



Monticello
EUA (USBR)



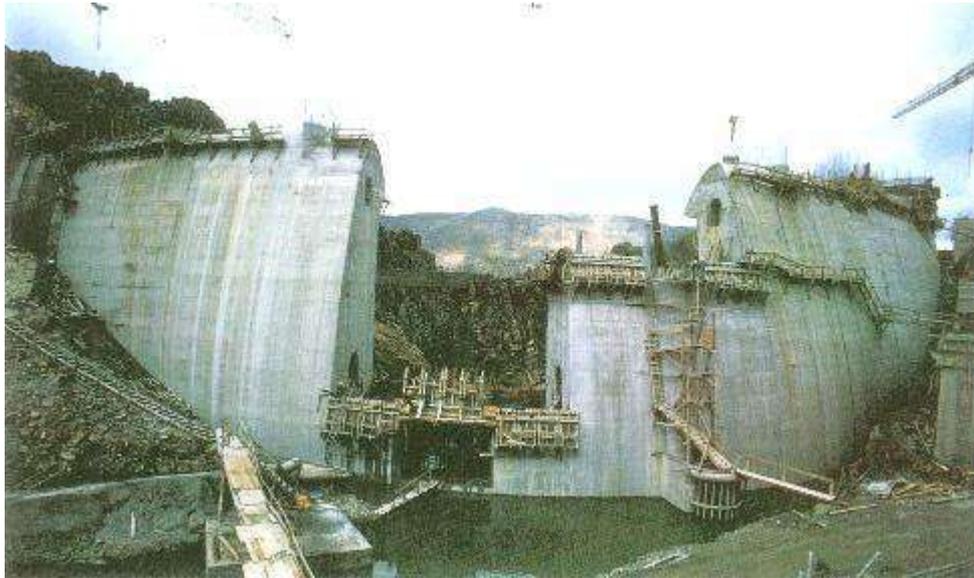
Fragma
Itália (ENEL)



Funil
Brasil (Furnas)

Detalhes Construtivos :

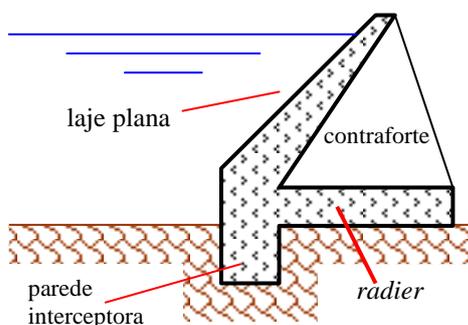
- **Concretagem** : o concreto deve ser lançado do mesmo modo que o descrito para as barragens de gravidade. Os blocos, entretanto, tem altura de cerca de 3 m, podendo chegar a 6 m nas camadas superiores de menor espessura. As juntas entre os blocos devem ser radiais e longitudinais, com guarnições de vedação.
- **Fundações** : as escavações para as fundações e nas vertentes do vale devem atingir a rocha sã. As superfícies de apoio nas vertentes devem ser perpendiculares ao eixo do arco. Fendas e cavidades devem ser preenchidas com argamassa fina de cimento.



Detalhe da construção da barragem "Caldeirão", em Portugal (EDP).

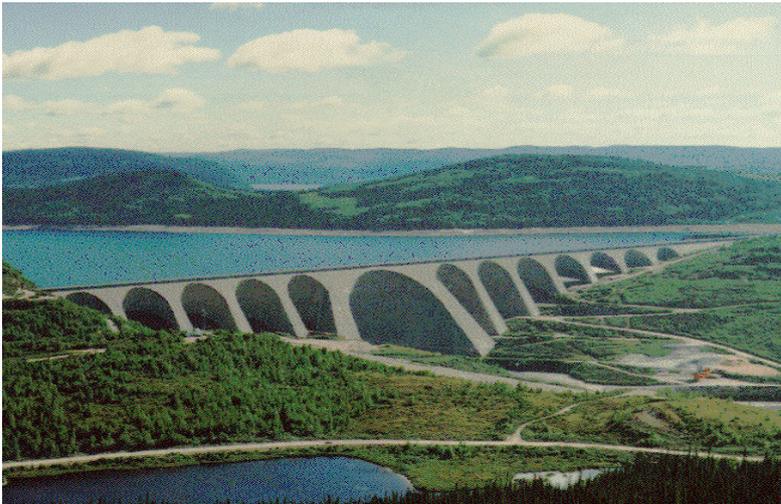
7.12 - BARRAGENS DE CONTRAFORTES

Uma barragem de contrafortes consiste em uma placa inclinada que transmite o empuxo da água a uma série de contrafortes perpendiculares ao eixo da barragem. Os tipos mais comuns são os de laje plana e os de arcos múltiplos. No primeiro caso, a barragem é constituída de lajes planas de **concreto armado** e, no segundo, de **superfícies em arco**, também de concreto armado, as quais permitem uma maior distância entre os contrafortes, pela ação estrutural dos arcos. As barragens de contrafortes gastam entre 1/3 a 1/2 do concreto necessário para a construção de uma barragem de gravidade de mesma altura. Entretanto, gastam muito mais formas e aço.



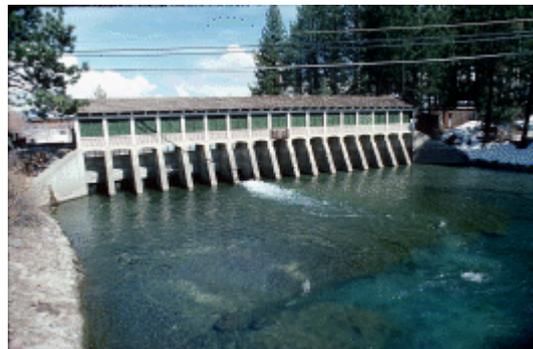
Estão sujeitas às mesmas forças atuantes nas barragens de gravidade. A não ser que haja um "radier", as pressões ascensionais podem ser desprezadas. A inclinação do paramento de montante, em geral de 45 °, aumenta o valor da componente vertical do empuxo. A altura das barragens de contrafortes pode ser aumentada pelo prolongamento das lajes e dos contrafortes. O seu peso próprio, sendo menor, permite sua construção em terrenos que não suportariam uma barragem de gravidade. Se esse for permeável, recomenda-se uma cortina de vedação até a rocha.

Algumas barragens de contrafortes :



Manicouagan-5
Canadá (Hydro-Québec).

Tahoe
EUA (USBR)



Bartlett
EUA (USBR)

Detalhes Construtivos :

A primeira etapa na construção de barragens de contrafortes é a remoção das camadas superiores do solo até encontrar terreno firme; aí, escava-se uma trincheira para embutir a cortina impermeável de vedação. A concretagem dos contrafortes e das lajes de vedação é feita em lances de 4 m, devendo a construção dos contrafortes estar mais adiantada em relação à dos elementos de vedação. Todas as juntas de construção devem ser dentadas. Como as barragens de contrafortes consomem muito menos concreto do que suas equivalentes de gravidade, o tempo de construção é menor e o problema do desvio do rio menos grave.

7.13 - BARRAGENS DE TERRA

As barragens de terra utilizam material natural, com um mínimo de beneficiamento, e podem ser construídas com equipamentos simples. Essas barragens competem em custo com suas equivalentes de concreto. Ao contrário das barragens de gravidade que exigem fundações em rocha sã, as de terra adaptam-se bem sobre diversos tipos de terreno.

Algumas barragens de terra:



Nova Ponte

Brasil (CEMIG)



Euclides da Cunha

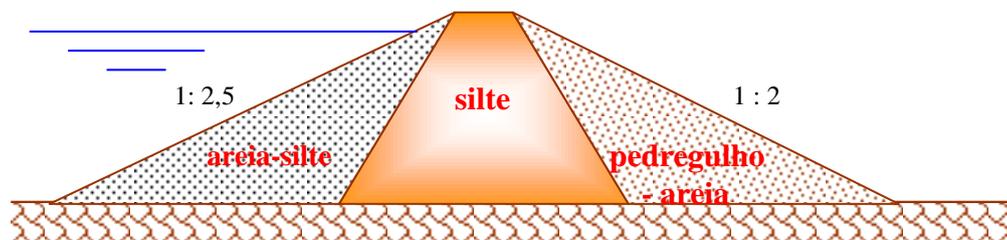
Brasil (CESP)

Três Marias
Brasil (CEMIG)

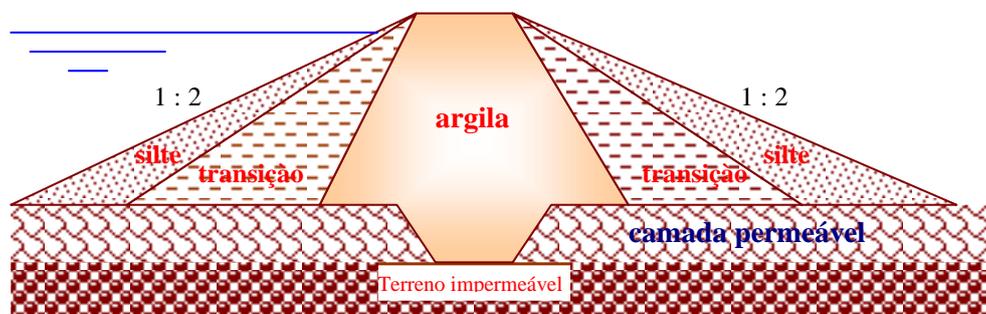


Tipos de Barragens de Terra :

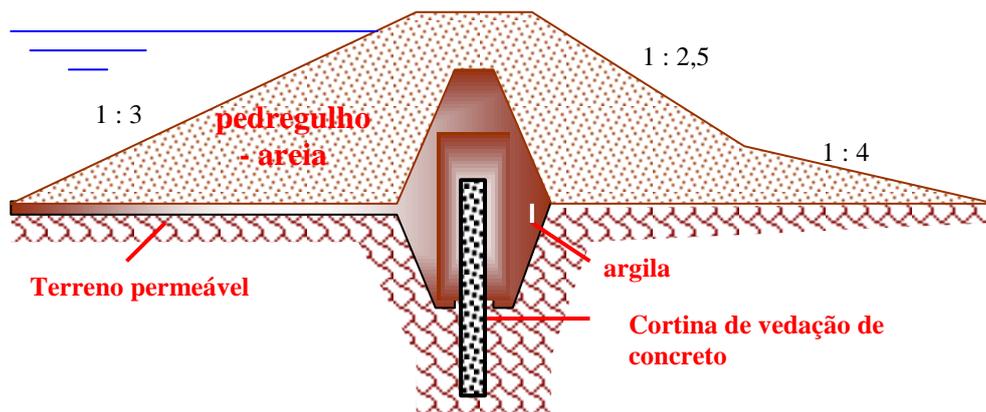
As barragens de terra mais antigas são simples **aterros homogêneos**, sem nenhum zoneamento do material empregado em sua construção. Uma variante é representada pelos **diques simples zonados**, os quais dispõem de uma zona central constituída de material selecionado relativamente impermeável, seguida de zonas de transição dos dois lados, para garantia de estabilidade. O objetivo de se criar um núcleo relativamente impermeável é o de diminuir a velocidade de percolação da água pelo interior do maciço e, assim, impedir a erosão tubular regressiva a partir do paramento de jusante. É usual utilizar-se uma mistura de argila, areia e pedregulhos finos para a composição do núcleo. As zonas externas podem ser de material mais permeável, de granulometria suficiente para garantir a estabilidade do maciço. Os outros tipos de barragens de terra são semelhantes aos anteriores, diferindo para os casos em que a barragem se assenta sobre terreno permeável ou impermeável.



Dique Simples Zonado



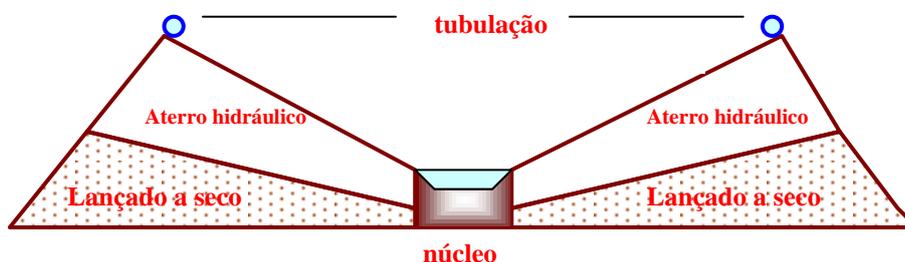
Barragem com Núcleo Prolongado até o Terreno Impermeável



Barragem de Terra em Solo Permeável

Outros Tipos de Barragens de Terra :

Aterro Hidráulico : utiliza a água como meio de transporte do material até a seção em que será usado. O material é lançado através de tubos perfurados; os de maior granulometria depositam-se logo após a descarga e os finos são carreados para um represamento sobre o núcleo central. O resultado é um aterro zonado com um núcleo relativamente impermeável.



Aterro Semi-Hidráulico : o material é lançado de caminhões basculantes. Em seguida, os finos são transportados e separados até o núcleo, com o auxílio de água.

Projeto de Barragens de Terra :

O projeto de uma barragem de terra consiste em dimensionar um aterro de baixa permeabilidade, que satisfaça a finalidade visada, e que possa ser executado com os materiais disponíveis, a um custo baixo. O material para o aterro deve provir de locais próximos (área de empréstimo), devido ao elevado custo de seu transporte. A quantidade de material varia com o quadrado da altura da barragem; sendo assim, as barragens de terra muito altas são raras. A estabilidade do aterro e do terreno sobre o qual a barragem se assenta são problemas de mecânica dos solos, associados ao controle adequado da infiltração da água e das pressões de percolação.

Altura das Barragens de Terra :

A altura de uma barragem de terra é a distância vertical entre o terreno que a recebe e a superfície d'água do reservatório, considerada a sobrelevação devida à propagação da cheia de projeto e a borda livre de segurança.

Largura do Coroamento :

A largura do coroamento deve ser suficiente para fazer com que a **superfície freática superior** mantenha-se no interior do maciço, com o NA do reservatório em seu máximo. O United States Bureau of Reclamation recomenda a seguinte fórmula empírica:

$$L = \frac{H}{5} + 3$$

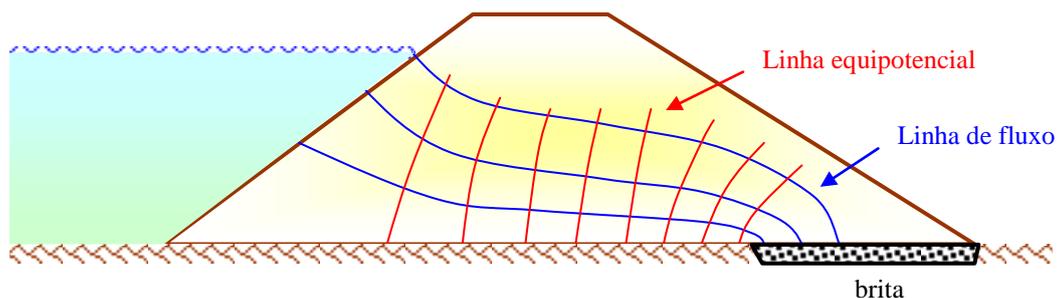
onde L é largura do coroamento (m) e H é a altura da barragem (m).

Percolação :

Nenhuma barragem de terra é impermeável, sempre havendo a **percolação da água através e sob o aterro**. Se, em um dado ponto no interior do maciço, a percolação exceder a resistência ao deslocamento das partículas de solo, essas entram em movimento. Em consequência, inicia-se um escoamento das partículas de menor diâmetro, geralmente a partir da região imediatamente a jusante do pé do aterro; a esse processo dá-se o nome de **erosão tubular regressiva** ou "**piping**".

A percolação pode ser reduzida através de uma base muito larga, ou por uma cobertura relativamente impermeável a montante, ou por um núcleo de argila, ou por um diafragma de concreto, ou, ainda, por um filtro de areia no interior do maciço. A percolação **sob** o aterro pode ser reduzida por meio de um tapete impermeável a montante ou por um conjunto de estacas de concreto como prolongamentos do núcleo. Com alguma frequência, podem ser utilizados os **filtros de pé**, constituídos de brita e pedregulho grosso, para os quais convergem as águas percoladas, sendo, em seguida, drenadas para algum ponto onde possam ser lançadas sem causar danos.

O volume das águas percoladas é calculado por uma **rede de fluxo**, a qual consiste no diagrama das linhas de igual carga hidráulica, ou **linhas equipotenciais**, e das **linhas de fluxo** ou de corrente, as quais devem ser aproximadamente perpendiculares entre si. Essas linhas são traçadas de tal forma que a vazão entre cada par de linhas de fluxo seja constante e que a perda de carga entre duas equipotenciais seja a mesma, formando, dessa forma, uma série de pequenos quadrados, tal como ilustrado na figura abaixo.



A forma de uma rede de fluxo pode ser determinada de vários modos:

- Modelo reduzido em areia, usando-se corante para o traçado das linha de fluxo;
- Analogia entre a lei de Darcy e a lei de Ohm, usando-se um papel condutor de eletricidade, no qual se registram as linhas equipotenciais entre os eletrodos;
- Resolução numérica da equação de Laplace, ou seja $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$
- Graficamente, com esboços a mão livre, ajustes e correções gradativas.

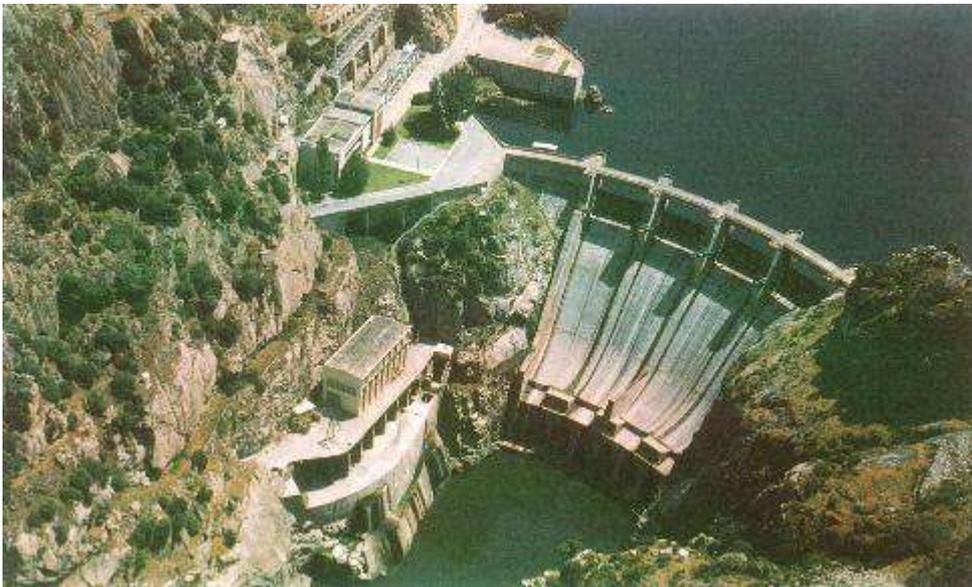
Proteção dos Taludes :

O **talude de montante** de uma barragem de terra deve ser protegido contra a ação erosiva de ondas por uma camada de *rip-rap* ou de concreto. O **talude de jusante**, por estar sujeito à erosão pela chuva, deve ser recoberto por grama.

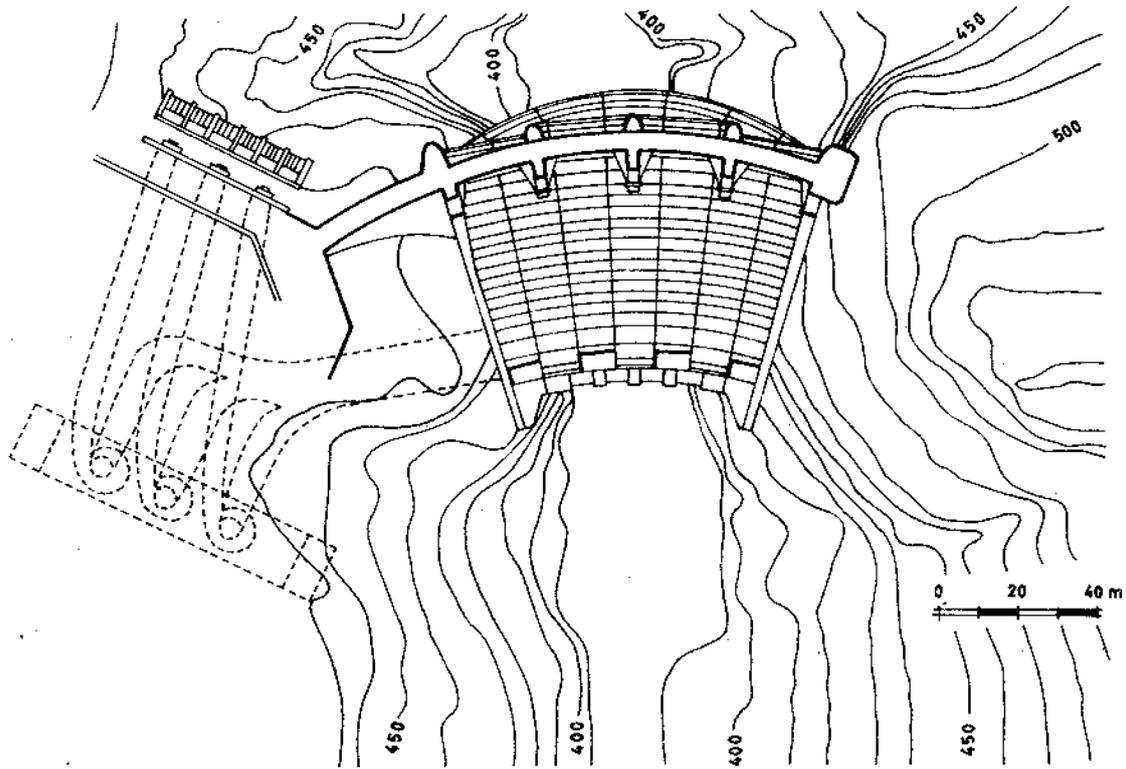
7.14 - PLANTAS TÍPICAS DE UMA BARRAGEM

Exemplo da barragem "Picote", em Portugal (EDP) :

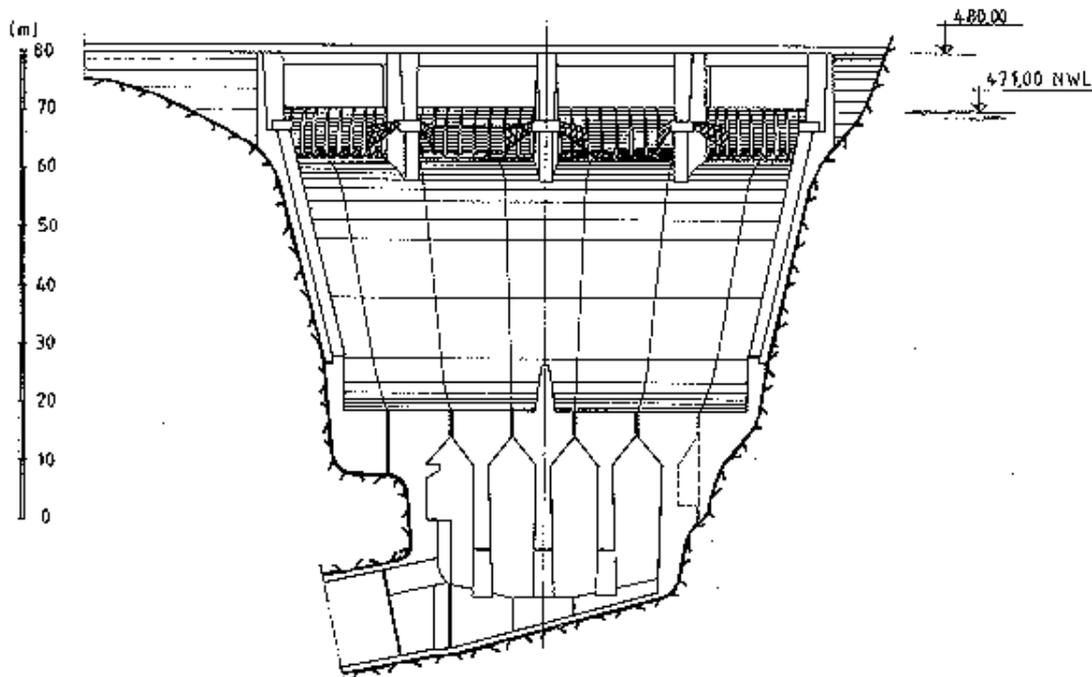
Vista aérea :



Planta:



Vista do vertedor:



VISTA DE JUSANTE

AS 10 MAIORES BARRAGENS DO MUNDO (Fonte : Water Power & Dam Construction, 1982)**EM ALTURA**

Ordem	Nome	País	Altura (m)
1	Rogun	Rússia	335
2	Nurek	Rússia	300
3	Grande Dixence	Suíça	285
4	Inguri	Rússia	272
5	Boruca	Costa Rica	267
6	Vaiont	Itália	262
7	Chicoasen	México	261
8	Tehri	Índia	261
9	Kishau	Índia	253
10	Sayano-Shushensk	Rússia	245

EM VOLUME DE BARRAGEM

Ordem	Nome	País	Volume (10 ³ m ³)
1	Syncrude Tailings	Canadá	540000
2	Chapetón	Argentina	296200
3	Pati	Argentina	238180
4	New Cornelia	EUA	209500
5	Tarbela	Paquistão	153000
6	Fort Peck	EUA	96050
7	Lower Usuma	Nigéria	93000
8	Cipasang	Indonésia	90000
9	Ataturk	Turquia	84500
10	Guri	Venezuela	77971

EM VOLUME DE RESERVATÓRIO

Ordem	Nome	País	Volume (10 ⁶ m ³)
1	Bratsk	Rússia	169270
2	Assuan	Egito	168900
3	Kariba	Zimbabwe/Zâmbia	160368
4	Akosombo	Gana	148000
5	Daniel Johnson	Canadá	141852
6	Guri	Venezuela	138000
7	Krasnoyarsk	Rússia	73300
8	Bennett	Canadá	70309
9	Zeya	Rússia	68400
10	Cabora Bassa	Moçambique	63000

EM GERAÇÃO DE ENERGIA HIDRELÉTRICA

Ordem	Nome	País	Potência - Fase Final (MW)
1	Itaipu	Brasil-Paraguai	12600
2	Grand Coulee	EUA	10830
3	Guri	Venezuela	10300
4	Tucuruí	Brasil	8000
5	Sayano-Shushensk	Rússia	6400
6	Corpus	Argentina-Paraguai	6000
7	Krasnoyarsk	Rússia	6000
8	La Grande 2	Canadá	5328
9	Churchill Falls	Canadá	5225
10	Tarbela	Paquistão	4678

Exercícios

1) Durante o mês de Julho de 1981, a afluência média ao reservatório de Três Marias foi de $430 \text{ m}^3/\text{s}$. No mesmo período, a CEMIG operou o reservatório liberando para jusante uma vazão de $250 \text{ m}^3/\text{s}$ para atendimento à navegação, sendo que a geração de energia elétrica consumiu uma vazão adicional de $500 \text{ m}^3/\text{s}$. A precipitação mensal na região foi de apenas 5 mm , enquanto a média histórica de evaporação da superfície do lago vale 110 mm . Sabendo que no início do mês o NA do reservatório era $567,03 \text{ m}$, calcular o NA no fim do mês, dada a relação cota-área-volume a seguir. Despreze as perdas por infiltração e calcule a precipitação efetiva (precipitação-evaporação) sobre o lago com base no NA de $567,03 \text{ m}$. Fazer interpolação linear na relação cota-área-volume.

Reservatório de Três Marias - Relação Cota-Área-Volume

NA (m)	Volume (10^9 m^3)	Área do reservatório (km^2)
565,00	12,729	912
565,50	13,126	933
566,00	13,527	953
566,50	13,929	974
567,00	14,331	995
567,50	14,733	1018
568,00	15,135	1040

2) - Estuda-se a possibilidade de ampliação do sistema de abastecimento de água de uma cidade localizada às margens de um rio. Esse projeto de ampliação prevê a construção de uma barragem para regularização de vazões, a qual complementará o sistema existente composto por uma estação de bombeamento e por um canal. O sistema atual tem capacidade de atender a uma demanda de $4 \text{ m}^3/\text{s}$. Para evitar problemas ambientais e de escassez relativa dos recursos hídricos, deverá ser mantida a jusante do local da barragem uma vazão constante (Q_j) igual a 2,5 vezes a vazão natural (Q_n) **mínima** local (Figura 1).

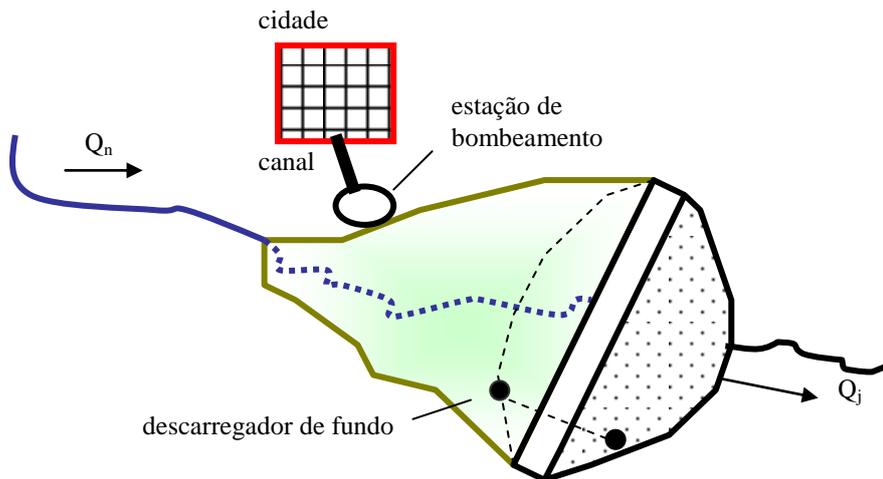


Figura 1 - Esquema de ampliação do sistema de abastecimento da cidade

Quando da análise da localização dos postos, verificou-se que não existem dados fluviométricos e pluviométricos no interior da bacia A, em estudo. Entretanto, esses dados existem para uma outra bacia B, cujas características climáticas e geomorfológicas são semelhantes às da bacia A. A área de drenagem da bacia B é duas vezes maior que a área da bacia A. O hidrograma de vazões naturais da bacia B está apresentado na Figura 2.

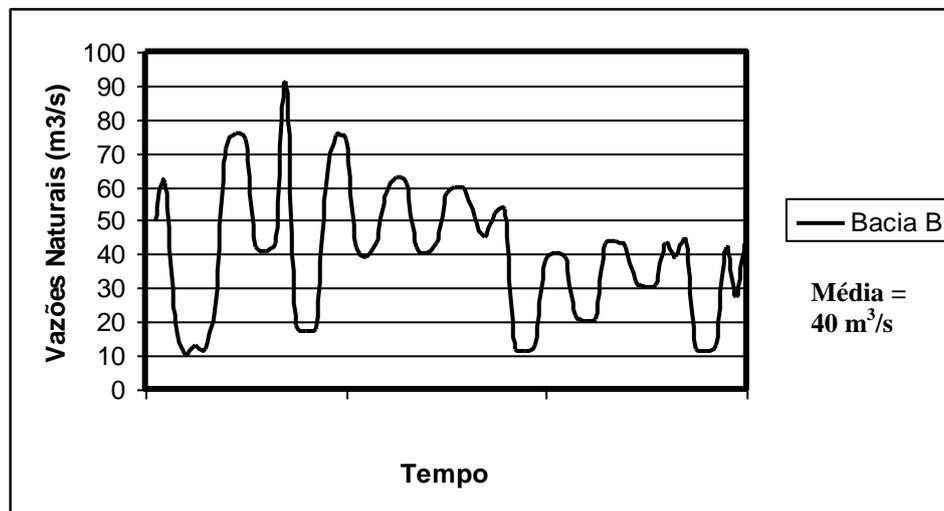


Figura 2 - Hidrograma representativo da bacia B

Nessa fase de estudos, foram feitas as seguintes hipóteses :

- O sistema deverá atender à demanda máxima do ano 2030, a qual será de $6 \text{ m}^3/\text{s}$;
- As perdas por evaporação e infiltração podem ser desprezadas;
- O canal na situação atual escoar em regime permanente e uniforme;
- O canal na situação futura (ano 2030) também deverá escoar em regime permanente e uniforme;
- Após os estudos econômicos das diferentes alternativas possíveis para a situação futura, optou-se pela solução de manter a mesma geometria do canal (seção e declividade), mas revestindo o seu fundo e suas laterais em concreto. Dessa forma, o coeficiente de rugosidade de Manning passará a ser $2/3$ do valor atual.

Pergunta-se :

- a) com a construção da barragem, o rio terá condições de atender à demanda máxima do ano 2030 e à vazão a ser mantida para jusante (Q_j)? Justifique sua resposta.
- b) haverá risco do canal transbordar quando ele estiver escoando a demanda máxima prevista para o ano 2030, dado que a solução recomendada mantém a mesma seção e declividade da situação atual? Justifique sua resposta.

Dados adicionais :

Fórmula de Manning : $Q = \frac{\sqrt{S}}{n} A R^{2/3}$ onde Q é a vazão, n é o coeficiente de rugosidade, A é a área molhada, R é o raio hidráulico e S é a declividade do fundo do canal, em unidades métricas.

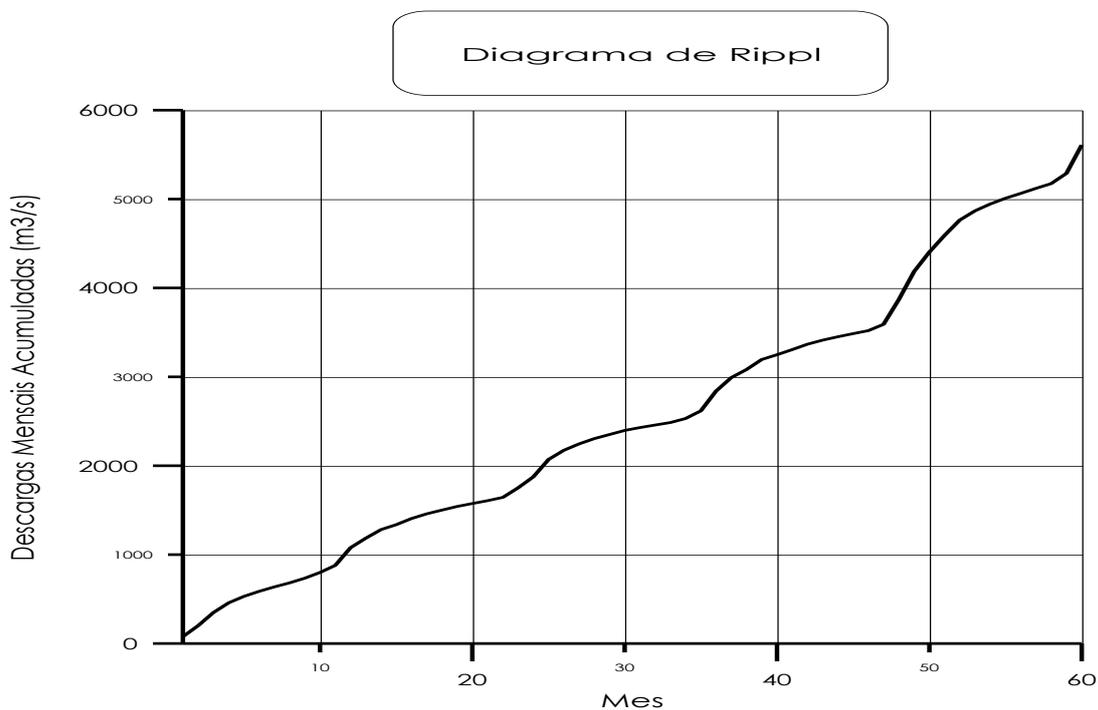
3) O diagrama de Rippl, a seguir, refere-se aos 5 anos mais críticos de vazões médias mensais afluentes a um local onde deverá ser construída uma barragem para regularizar uma vazão de $88 \text{ m}^3/\text{s}$, com o objetivo de manter um calado mínimo para a navegação a jusante. A área de drenagem da bacia hidrográfica em questão é de 9500 km^2 e a vida útil prevista para a obra é de 50 anos. Admitindo-se uma eficiência de retenção constante e igual a 100% e dada a curva cota-volume do reservatório (figura anexa), pede-se :

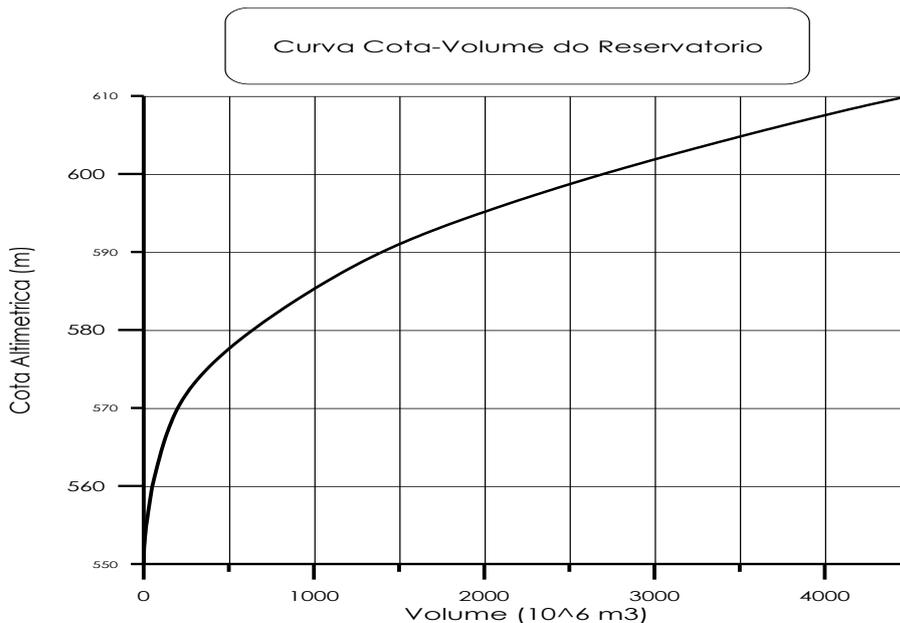
- fixar o NA mínimo de operação;
- fixar o NA máximo normal de operação;
- fixar a cota da soleira do vertedouro;
- fixar o NA máximo maximorum; e
- fixar a cota da crista da barragem.

Dados adicionais :

- contribuição específica de sedimentos : $q_s = 421 \text{ m}^3 / \text{km}^2 \cdot \text{ano}$
- vertedouro com 5 vãos de 7m de largura cada

- escolher altura das comportas entre 8 e 9 m
- coeficiente de descarga do vertedouro $c=2,10$
- vazão defluente máxima de projeto $Q_{max} = 1720 \text{ m}^3 / \text{s}$
- altura total para arrebentação de ondas de vento + borda livre = 1,50 m





4) Pede-se calcular a **curva de possibilidades de regularização** (capacidade útil em abscissas versus vazão regularizada em ordenadas) de um reservatório a ser projetado em um local (área de drenagem de 2680 km²), cujas vazões médias mensais estão listadas na tabela 1. As tabelas 2 e 3 apresentam respectivamente os totais mensais de evaporação em tanque classe A e os de precipitação, observados em estações próximas ao local. O futuro reservatório no NA máximo de operação inundará uma área de 47 km² e está situado em uma região onde o fator de transformação { *evaporação de lago / evaporação de tanque classe A* } é **0.75**. O exercício deve ser resolvido graficamente através do **diagrama de Rippl** para vazões regularizadas de 50%, 60%, 70%, 80%, 90% e 100% da **vazão média afluente efetiva** do período.

Tabela 1 - vazões médias mensais (m³/s)

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
66	53,9	45,0	70,5	36,8	28,4	23,7	20,7	19,9	18,7	23,2	22,8	64,6
67	88,7	74,7	73,7	48,4	33,0	38,6	25,2	20,1	23,1	25,7	44,8	47,1
68	67,0	32,4	43,7	33,7	22,0	19,7	18,8	18,3	15,8	20,6	14,8	21,9
69	23,5	23,9	21,5	27,0	12,3	17,1	11,3	12,2	10,5	20,8	46,5	29,8
70	106	142	65,3	40,2	32,5	28,2	24,7	21,2	33,6	26,3	24,8	30,9

Tabela 2 - Totais mensais de evaporação em tanque classe A (mm)

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
66	147	119	151	119	93,5	93,2	115	138	152	147	155	131
67	142	137	137	110	112	96,9	120	163	157	154	130	119
68	155	125	159	123	114	106	125	148	174	187	153	178
69	182	140	146	135	119	113	124	162	179	154	152	163
70	152	116	153	121	121	109	111	160	152	177	161	184

Tabela 3 - Totais mensais de precipitação (mm)

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
66	320	210	180	95	28	0	0	15	58	108	162	292
67	358	175	157	108	15	5	0	0	22	151	125	210
68	252	221	110	87	41	0	0	2	43	109	121	184
69	129	229	181	27	5	2	0	0	28	98	179	285
70	215	185	189	15	48	25	2	9	58	77	205	198

5) Resolva o problema 4 pelo método da simulação da operação do reservatório.

6) Calcular a **vida útil** do reservatório da UHE Tres Marias, cujo eixo no Rio São Francisco drena uma área de 50600 km², a partir dos dados obtidos nos quatro postos sedimentométricos situados a montante e indicados no esquema a seguir :

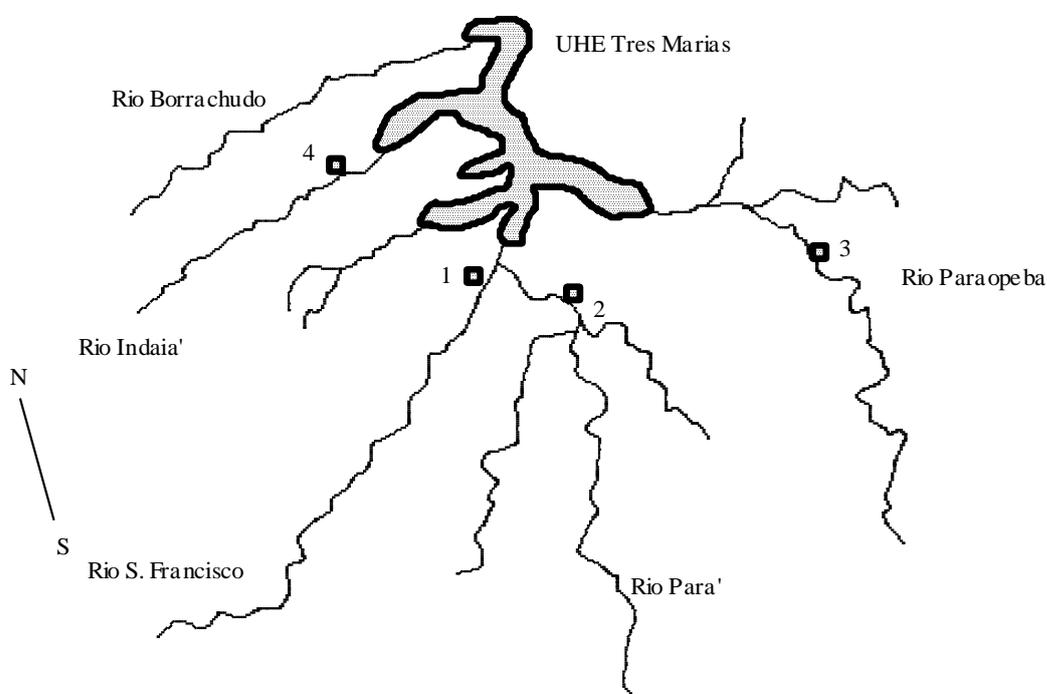


Tabela 1 - Características dos postos sedimentométricos.

Posto #	Local	Área de Drenagem (km ²)	Período de Dados
1	Porto das Andorinhas	13300	72/73 a 84/85
2	Porto Pará	11300	72/73 a 84/85
3	Porto Mesquita	10300	78/79 a 84/85
4	Porto Indaia'	2260	77/78 a 84/85

A Tabela 2 a seguir fornece o resumo anual dos dados de sedimento em suspensão, observados em cada um dos postos sedimentométricos :

Tabela 2 - Resumo anual das observações de sedimento em suspensão.

Posto → Ano Hidrológico ↓	P. Mesquita Q _{ss} anual (ton)	Porto Pará Q _{ss} anual (ton)	P. Andorinhas Q _{ss} anual (ton)	Porto Indaiá Q _{ss} anual (ton)
72/73		660340	2377206	
73/74		481061	1849069	
74/75		380851	1932049	
75/76		276067	1553950	
76/77		551249	1987860	
77/78		415390	1759777	1479576
78/79	12789552	1782514	2389786	2643367
79/80	3532896	1037092	1997515	1969697
80/81	2125645	455241	1371913	923892
81/82	3437810	1233890	3746731	4236224
82/83	5780379	1875978	6626405	3917988
83/84	1991148	725889	2280740	726450
84/85	6264206	1776196	3208082	1063382

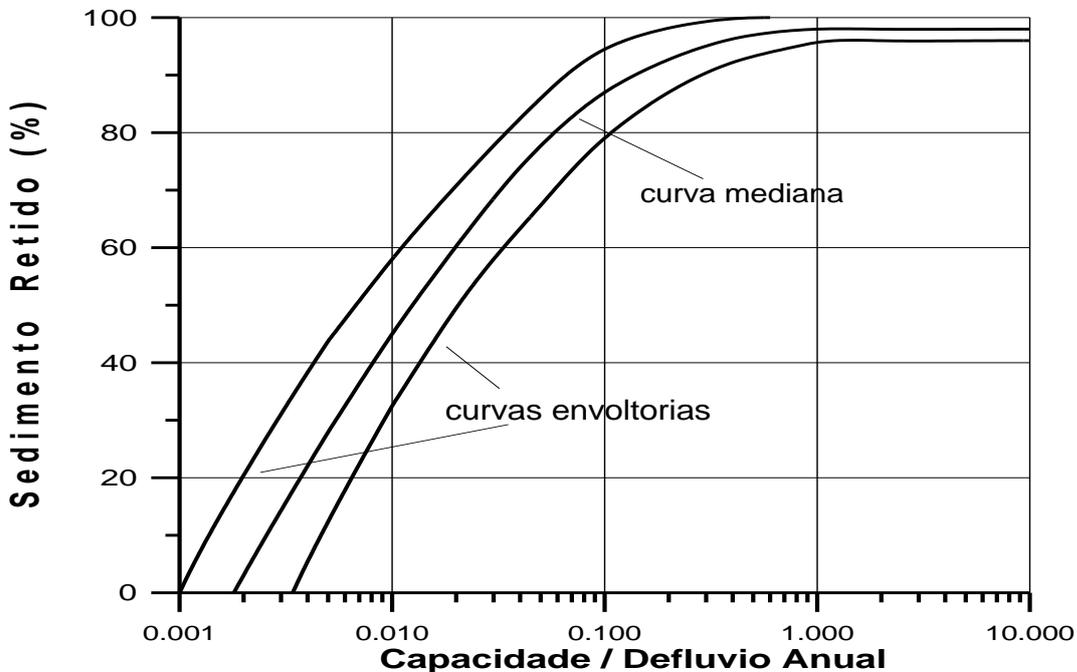
O fator de correção {[descarga sólida de fundo e em suspensão] / [descarga sólida em suspensão]} pode ser adotado como **1,12**. A composição média do sedimento total, calculada a partir da análise granulométrica das amostras coletadas, é apresentada a seguir na Tabela 3. Observe que os pesos específicos em ton/m³ da areia, silte e argila são respectivamente 1,55; 1,20 e 0,416.

Tabela 3 - Composição média do sedimento total.

Posto	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
Porto Mesquita	14,7	64,5	20,8
Porto Pará	12,3	43,6	44,1
Porto Andorinhas	4,7	52,1	43,2
Porto Indaiá	9,7	54,4	35,9

A descarga média de longo período afluenta a Tres Marias é 732 m³/s e o volume total do reservatório no NA máximo normal de operação (cota 568 m) é de 19252 . 10⁶ m³.

Sabendo-se que o reservatório deixará de funcionar conforme projetado quando 50% de seu volume total estiver assoreado, pede-se calcular a sua **vida útil** sem levar em consideração a compactação do sedimento depositado. Informação adicional : curva da eficiência de retenção de Brune.

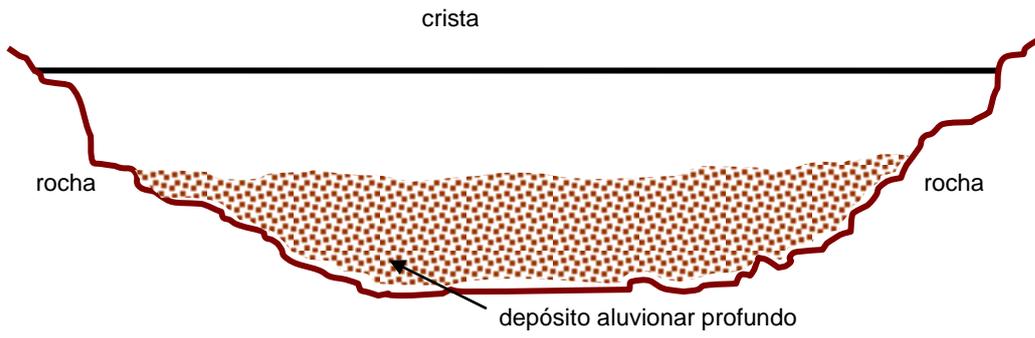


7) A crista de uma barragem está na cota 500 m, com 0,65 m de borda livre acima do NA máximo-maximorum, o qual engloba a sobrelevação devida à propagação da cheia de projeto. O vertedor dessa barragem tem 5 vãos de 7m de largura e 9m de altura e o seu coeficiente de descarga é $c=2,10$. Sabendo que a descarga máxima defluente é $2101 \text{ m}^3/\text{s}$, pergunta-se :

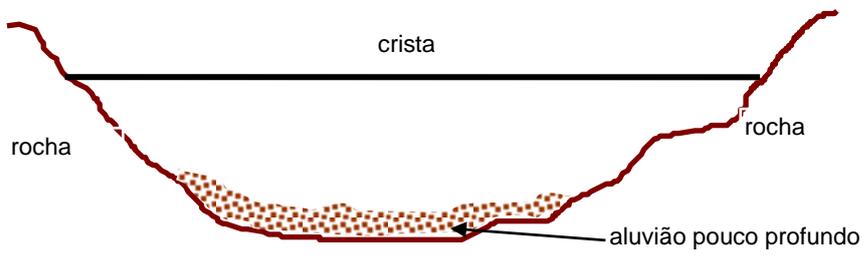
- qual é a cota do NA máximo normal de operação?
- na estação chuvosa do ano hidrológico de 1977/78, a operação prevista para a segunda quinzena de Dezembro era a de alocar um volume de espera, correspondente a um NA 5 metros acima da soleira do vertedor. Qual era o NA em 16 de Dezembro de 1977 ?

8) Dados os croquis das seções fluviais a seguir, indique **o(s) tipo(s) de barragem**, dentre gravidade, contraforte, arco ou terra-enrocamento, **apropriado(s)** a cada caso. Justifique **sucintamente** a sua escolha.

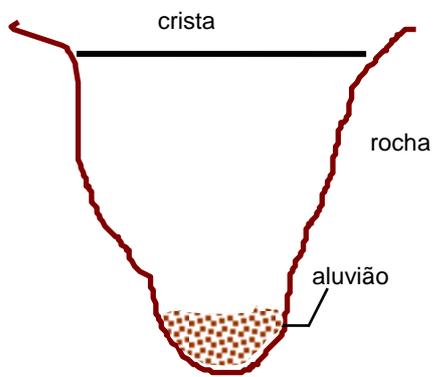
(a) vale extenso



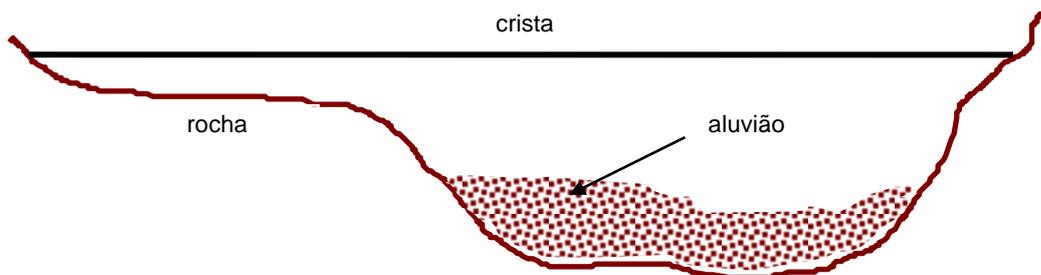
(b) vale relativamente extenso



(c) vale estreito e íngreme



(d) vale extenso



8. ESTATÍSTICA E PROBABILIDADE APLICADAS À HIDROLOGIA

8.1 Introdução

Engenheiros e outros profissionais lidam com fenômenos naturais e/ou experimentais, os quais estão associados a processos que teoricamente podem recorrer várias vezes, se certas condições e/ou restrições forem respeitadas. Os eventos ou resultados decorrentes da realização desses processos podem ser determinados se todas as condições e todos os fatores causais e influentes sobre o processo forem conhecidos. Por exemplo, é um fato que a água destilada inicia fervura à temperatura de 100°C e à pressão atmosférica de 1013,2 mb. Se *A* representar o evento {a água entrará em ebulição} e se forem observadas as condições de água quimicamente limpa, pressão de 1013,2 mb e temperatura de 100°C, então o evento *A* ocorrerá necessariamente. Processos como esses, em que as ocorrências de eventos característicos são exclusivamente determinadas pela presença de certas condições ou circunstâncias, são chamados **determinísticos**. Em contraposição a esses, existem os processos associados a fenômenos ou experimentos **aleatórios**, os quais não produzem sempre os mesmos resultados (ou eventos) dado que certas condições ou circunstâncias recorram. Em outras palavras, repetir várias vezes o experimento (ou processo) produzirá resultados diferentes entre si. As diferenças entre as realizações ou eventos, decorrentes das repetições do processo (ou experimento), são ditas flutuações aleatórias. Processos como esses são chamados **estocásticos**. Um processo estocástico pode evidentemente tornar-se determinístico se **todos** os fatores causais e/ou influentes puderem ser determinados e medidos com precisão. Entretanto, o número e a magnitude das enchentes de um rio, durante um certo período do ano, só podem ser descritos por processos do tipo estocástico. Nesse caso, trata-se de um fenômeno aleatório porque nem todos os fatores causais e/ou influentes na formação local de cheias, bem como suas dependências nas escalas espaciais e temporais, podem ser determinados. As distribuições espacial e temporal da precipitação, a velocidade e a direção de deslocamento da tormenta sobre a bacia, as variações temporais e espaciais das perdas por interceptação, evapotranspiração e infiltração, bem como as condições antecedentes de armazenamento da umidade do solo, são exemplos do grande número de fatores interdependentes que podem causar cheias ou influir em sua formação e intensificação. Se todos os fatores causais pudessem ser definidos e medidos com precisão, e se todas relações

entre eles fossem conhecidas e determinadas, então a formação de enchentes do rio em questão poderia ser tratada como um processo determinístico. Entretanto, o estágio atual das observações sistemáticas e do conhecimento humano sobre os processos hidrológicos permite somente que se trate a formação de enchentes, e outros eventos conexos, como processos estocásticos. A teoria de probabilidades e a estatística matemática são as ferramentas a se utilizar para a identificação e modelação da aleatoriedade presente em fenômenos dessa natureza.

8.2 Algumas Aplicações da Teoria de Probabilidades e Estatística em Hidrologia

Enchentes

As planícies marginais aos cursos d'água, também chamadas de planície de inundação, foram historicamente consideradas como locais preferenciais para a ocupação humana. Isso se deve à fertilidade de seus depósitos aluvionares e ao acesso conveniente à pesca, transporte fluvial e abastecimento d'água. Entretanto, os benefícios econômicos e sociais de se habitar e usar as planícies marginais aos cursos d'água podem muitas vezes ser ofuscados pelos efeitos negativos dos desastres provocados por enchentes, como perda de vidas e prejuízos econômicos às propriedades ribeirinhas. Habitar ou usar as planícies de inundação significa coabitar com o risco de cheias. A redução do risco de cheias é geralmente proporcionada através de **medidas que alteram o escoamento no leito fluvial** (construção de reservatórios, diques de proteção, melhoramento da calha fluvial e outras) ou mesmo através de **medidas que visam permitir a melhor convivência da população com as enchentes** (planejamento da ocupação das planícies de inundação, proteção das habitações e benfeitorias ribeirinhas, entre outras). Em qualquer dessas situações, compete aos engenheiros e hidrólogos estimar características relevantes das enchentes, como vazão de pico, volume e duração do hidrograma, bem como seus valores críticos ou de projeto. Essas características são consideradas aleatórias e, portanto suscetíveis de serem analisadas pela teoria de probabilidades e estatística matemática.

Estiagens

Estudos sobre as vazões mínimas, decorrentes de estiagens prolongadas, são necessários para o projeto e operação de diversos sistemas de aproveitamento de recursos hídricos, entre os quais se destaca o abastecimento d'água por mananciais de superfície. Em geral, procura-se

estimar a distribuição de probabilidades dos volumes mínimos de duração especificada; essa informação é então utilizada em estudos de viabilidade técnica e econômica do empreendimento em questão, nos quais o risco de uma estiagem mais severa do que a projeto pode ser determinado e incluído em análises custo-benefício.

Projetos de Estruturas Hidráulicas

Vertedores de reservatórios de acumulação, bueiros, canais e diques são exemplos de estruturas hidráulicas que devem ser dimensionadas para valores significativos de vazão de pico ou volume de dada duração, de forma a garantir a segurança das estruturas a serem protegidas. A estimativa das distribuições de probabilidade dessas variáveis aleatórias hidrológicas é fundamental para as tarefas de se projetar e localizar corretamente essas estruturas hidráulicas, bem como de se avaliar os riscos inerentes de falha ou colapso.

8.3 Definições Básicas

Espaço Amostral

É o conjunto dos resultados possíveis de um experimento ou fenômeno aleatório. Em geral, denota-se esse conjunto por Ω e faz-se distinção entre os tipos *finito*, *infinito numerável* e *infinito não-numerável*. Exemplos:

Ω_1 : { número de dias chuvosos em um ano } \equiv { 0, 1, 2, ..., 366 } \rightarrow finito

Ω_2 : { número de dias consecutivos sem chuva } \equiv { 0, 1, 2, ... } \rightarrow infinito numerável

Ω_3 : { descarga do ribeirão Arrudas, defronte a EEUFMG } \equiv { q ; $q \in \mathbf{R}_+$ } \rightarrow infinito não-numerável.

Evento

Pode ser um elemento ou um subconjunto de elementos pertencentes a Ω . Exemplos :

A : { descarga observada no ribeirão Arrudas, defronte a EEUFMG, às 7h de 1/3/95 }

B : { número de dias chuvosos em Belo Horizonte, durante o ano de 1984 }

Complemento de um Evento

O complemento de um evento E é o conjunto formado por todos os elementos pertencentes a Ω e que não pertencem a E. Denota-se por \bar{E} . Exemplo :

Seja E : { número de dias chuvosos em Sabará, durante 1984 } \equiv { 103 }. Então, o complemento de E é \bar{E} : { 0, 1, 2, ..., 101, 102, 104, 105, ..., 366 }.

Combinação de Eventos

- **União** - a união de dois eventos A e B é o conjunto formado pelos elementos pertencentes ou a A, ou a B ou a ambos. Denota-se por $A \cup B$. Por exemplo, se A representar os anos em que se registraram descargas horárias superiores a $200 \text{ m}^3/\text{s}$ no ribeirão Arrudas, defronte a EEUFMG, e B os anos em que precipitação diária máxima anual em Belo Horizonte superou 40 mm, então $A \cup B$ representa os elementos de A, ou B ou de ambos.
- **Interseção** - $A \cap B$ é o conjunto formado pelos elementos pertencentes a A e a B. No exemplo anterior, a interseção entre A e B representa os anos em que ocorreram simultaneamente descargas superiores a $200 \text{ m}^3/\text{s}$ e precipitações diárias máximas anuais superiores a 40 mm. Se $A \cap B = \emptyset$, então A e B são ditos eventos disjuntos ou mutuamente excludentes. A e \bar{A} são exemplos de eventos disjuntos.

Frequência Relativa

Suponha que um experimento foi realizado n vezes, durante as quais o evento A ocorreu n_A vezes e o evento B ocorreu n_B vezes. Define-se a frequência relativa do evento A, denotada por f_A , como :

$$f_A = \frac{n_A}{n} \quad (8.1)$$

Propriedades :

- $0 \leq f_A \leq 1$
- se $f_A = 1 \Rightarrow$ A ocorre em todas as repetições do experimento
- se $f_A = 0 \Rightarrow$ A nunca ocorreu durante as repetições do experimento
- se $A \cap B = \emptyset \Rightarrow f_{A \cup B} = f_A + f_B$

Probabilidade

Probabilidade de um dado evento é o número para o qual tende a frequência relativa correspondente, quando o número de repetições do experimento tende para infinito.

$$P(A) = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{n_A}{n} \quad (8.2)$$

Propriedades :

- $0 \leq P(A) \leq 1$

- $P(\Omega)=1$
- $P(\bar{A})=1 - P(A)$
- $P(A \cup B) = P(A) + P(B) - P(A \cap B)$
- se $B = A_1 \cup A_2 \cup A_3 \cup \dots \cup A_n$ e A_1, A_2, \dots, A_n são disjuntos, então $P(B) = P(A_1) + P(A_2) + \dots + P(A_n)$

Dependência e Independência Estatísticas

Um evento A depende estatisticamente de B se a ocorrência de B altera a probabilidade de ocorrência de A. A probabilidade de que o evento A ocorra, dado que o evento B ocorreu, é denotada por $P(A|B)$ e é definida por :

$$P(A|B) = \frac{P(A \cap B)}{P(B)} \quad (8.3)$$

Se a probabilidade de ocorrência do evento A não depende da ocorrência de B, ou seja se $P(A|B) = P(A)$, então A é dito estatisticamente independente de B. Nesse caso, a probabilidade da ocorrência simultânea dos eventos A e B é $P(A \cap B) = P(A) \cdot P(B)$.

Exemplo :

Na Figura 8.1, mostra-se o hidrograma de vazões registradas em um determinado posto fluviográfico. Sabe-se que uma estrutura hidráulica existente nesse local entrará em colapso se a vazão Y superar um valor de referência u e se o volume X , consecutivo por d dias, suplantarem o patamar z . Sabendo-se que a ocorrência de volumes catastróficos depende da ocorrência de vazões superiores a u , formule o cálculo da probabilidade de que a estrutura hidráulica sofrerá colapso.

Solução :

Considere os eventos $A: \{X > z\}$ e $B: \{Y > u\}$ e suas respectivas probabilidades $P(A)$ e $P(B)$. Se $P(A|B)$ representar a probabilidade de que $X > z$, dado que a vazão Y é superior a u , então a probabilidade da estrutura hidráulica sofrer colapso, denotada por $P(A \cap B)$ deverá ser calculada por

$$P(A \cap B) = P(X > z \text{ e } Y > u) = P(A|B) \cdot P(B) = P(X > z | Y > u) \cdot P(Y > u).$$

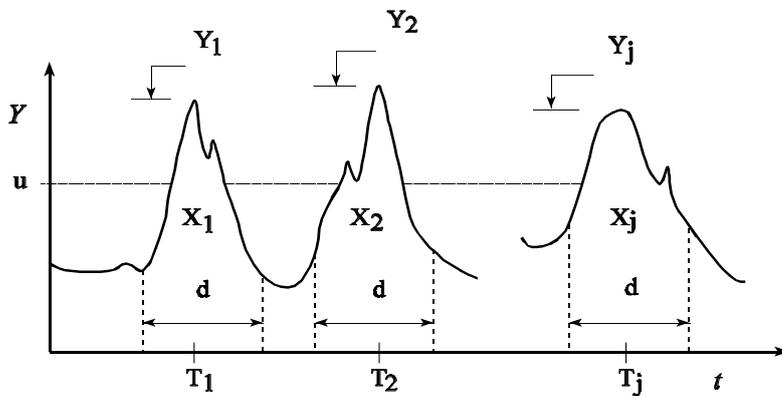


Figura 8.1 - Exemplo de Dependência e Independência de Eventos.

Variável Aleatória

Considere um experimento E e seu espaço amostral Ω . Variável aleatória é uma função X que associa a cada elemento $s \in \Omega$ um número $x(s)$. Por exemplo, considere o experimento E : {lançamento simultâneo de duas moedas}; o espaço amostral correspondente é Ω : {ff, cc, fc, cf}, onde **f** simboliza face ou cara e **c** coroa. A variável aleatória X é definida como o número de caras ou faces decorrentes da realização do experimento. A tabela abaixo mostra os valores possíveis para X .

Evento	Valores possíveis da v.a. X
A: {ff}	$x=2$
B: {cc}	$x=0$
C: {fc}	$x=1$
D: {cf}	$x=1$

Em condições normais de realização do experimento, os eventos A, B, C e D são considerados equiprováveis e $P(A)=P(B)=P(C)=P(D)=0,25$. As probabilidades de que a variável aleatória X assuma os seus valores possíveis são : $P(X=2)=P(A)=0,25$, $P(X=0)=P(B)=0,25$ e $P(X=1)=P(C \cup D)=P(C)+P(D)=0,50$. Em geral, a notação usada para a

probabilidade de que uma variável aleatória X assumira um valor particular x é $P(X = x) = p_x(x)$

Variável Aleatória Discreta

Uma variável aleatória discreta pode assumir somente valores inteiros, correspondendo a espaços amostrais finitos ou infinitos numeráveis. Exemplo : se o experimento é $E: \{\text{lançamento simultâneo de duas moedas}\}$ e X é o número de caras obtidas, então X é uma variável aleatória discreta.

Variável Aleatória Contínua

Nesse caso, a variável aleatória pode assumir qualquer valor real em um dado intervalo, correspondendo a espaços amostrais infinitos não-numeráveis. Exemplo : se o experimento é $A: \{\text{chuva diária em Belo Horizonte}\}$, então a variável aleatória P , representando a altura de chuva diária máxima anual, é uma variável aleatória contínua.

8.4. Distribuições de Probabilidade

As funções distribuições de probabilidade são aquelas que descrevem o comportamento de uma variável aleatória, seja essa discreta ou contínua.

8.4.1 Algumas Distribuições de Probabilidade de Variável Aleatória Discreta

Distribuição Geométrica

Um experimento de Bernoulli é aquele em que somente dois resultados dicotômicos são possíveis : “sucesso” ou “falha”, “sim” ou “não”, etc. Por exemplo, se o experimento for o lançamento de uma moeda, então os dois resultados possíveis serão “cara” ou “coroa”. A distribuição geométrica descreve o comportamento do número de realizações independentes de um experimento de Bernoulli para que o primeiro “sucesso” ocorra. Se p representa a probabilidade de ocorrer um “sucesso” e $(1-p)$ a probabilidade de “falha”, então a probabilidade de serem necessárias x realizações do experimento até que o primeiro “sucesso” ocorra é descrita por :

$$P(X = x) = p_x(x) = p(1-p)^{x-1} ; x = 1, 2, 3, \dots \quad (8.4)$$

A distribuição geométrica é descrita integralmente pelo *parâmetro* p .

Exemplo: Em um rio ocorre uma cheia por ano e a probabilidade de que ela seja catastrófica é 0,05. Pergunta-se (a) qual é a probabilidade de ocorrer uma cheia catastrófica em uma ano qualquer? (b) e em 2 anos? (c) e em 10 anos?

Solução: Nesse caso, a variável aleatória X representa o número de anos até a ocorrência de uma cheia catastrófica; o comportamento de X é descrito por uma distribuição geométrica com parâmetro $p=0,05$. Portanto, $X=\{x; x=1,2,3, \dots\}$, $p=0,05$, $(1-p)=0,95$ e

$$P(X = x) = p_X(x) = p(1 - p)^{x-1} = 0,05 (0,95)^{x-1} \leftarrow \text{distribuição geométrica}$$

$$(a) P(X=1) = p_X(1) = 0,05 \quad (b) P(X=2) = p_X(2) = 0,0475 \quad (c) P(X=10) = p_X(10) = 0,0315$$

Distribuição Binomial

A distribuição binomial descreve o número de “sucessos” em uma série de repetições independentes de um experimento de Bernoulli. A variável aleatória discreta X representa o número de “sucessos” em n repetições independentes, cada uma das quais tem probabilidade p de resultar em “sucesso”. Nesse caso,

$$P(X = x) = p_X(x) = \binom{n}{x} p^x (1 - p)^{n-x}; \quad x = 1, 2, \dots, n \quad (8.5)$$

De forma apropriada às distribuições de variável aleatória discreta, a função acima é denominada **função massa de probabilidade** e distingue-se da **função de distribuição acumulada** $F_X(x)$, a qual é dada por

$$F_X(x) = P(X \leq x) = \sum_{x_i \leq x} p_X(x_i) \quad (8.6)$$

Os *parâmetros* n e p descrevem integralmente a distribuição binomial.

Exemplo: No exemplo anterior, referente à distribuição geométrica, qual é a probabilidade de ocorrerem 5 cheias catastróficas nos próximos 50 anos?

Solução: Com $n=50$, $p=0,05$ e $(1-p)=0,95$,

$$P(X = 5) = p_X(5) = \binom{50}{5} 0,05^5 0,95^{45} = \frac{50!}{5! 45!} 0,05^5 0,95^{45} = 0,0658$$

8.4.2 Algumas Distribuições de Probabilidade de Variável Aleatória Contínua

Analogamente às distribuições de probabilidade de variáveis aleatórias discretas, as distribuições de variáveis aleatórias contínuas são descritas por *parâmetros*, os quais definem analiticamente as suas respectivas **funções densidade de probabilidade** e **funções de distribuição acumulada**. Observe que o termo “massa de probabilidade”, válido para variáveis discretas, é aqui substituído por “densidade de probabilidade”.

Distribuição Normal

A distribuição normal descreve o comportamento de uma variável aleatória contínua X que se dispersa simetricamente em torno de um valor central. Sua função densidade de probabilidade é dada por :

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] ; \quad -\infty < x < \infty \quad (8.7)$$

Os parâmetros μ e σ são respectivamente o parâmetro de posição (valor central em torno do qual a variável se dispersa) e o parâmetro de escala (valor que indica o grau de dispersão em torno do valor central). A função de distribuição acumulada de uma variável normal é dada por

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] dx \quad (8.8)$$

Essa integral, a qual não possui solução analítica, fornece a probabilidade de que uma variável aleatória normal X , de parâmetros μ e σ , seja igual ou inferior a um valor dado x . Geralmente, indica-se que X possui distribuição normal por $X \sim \mathbf{N}(\mu, \sigma)$. O cálculo de probabilidades de variáveis aleatórias normais é facilitado pela utilização da variável normal central reduzida Z . Para isso, faz-se a transformação de variáveis de forma a que $Z \sim \mathbf{N}(\mathbf{0}, \mathbf{1})$,

ou seja $Z = \frac{X - \mu}{\sigma}$ tal que as funções densidade e acumulada de probabilidade sejam

$$f_Z(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{z^2}{2}\right) \quad \text{e} \quad F_Z(z) = \Phi(z) = \int_{-\infty}^z f_Z(z) dz ; \quad -\infty < z < \infty \quad (8.9)$$

A Figura 8.2 mostra os gráficos dessas funções, através dos quais se pode observar a característica marcante de simetria da distribuição normal. De acordo com essa

característica, a moda, a média e a mediana da variável aleatória normal coincidem em seu valor central. O anexo 8.1 apresenta a tabela de $\Phi(z)$ em função de z .

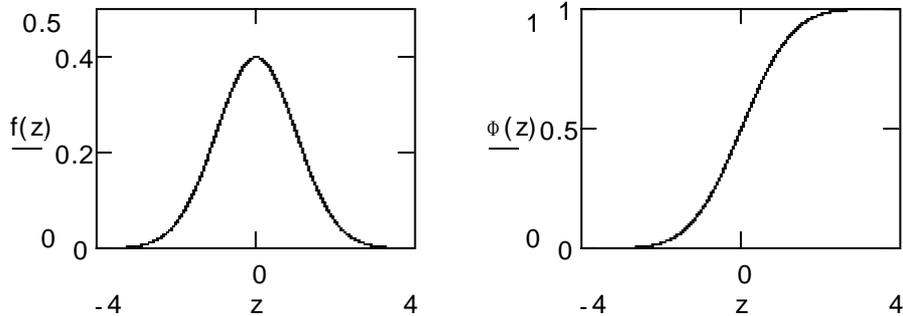


Figura 8.2 - Distribuição Normal

Utilização das tabelas $\Phi(z)$ em função de z :

(a) Dado que $X \sim \mathbf{N}(\mu, \sigma)$, pede-se $P(X \leq x_0)$.

- calcule $z_0 = \frac{x_0 - \mu}{\sigma}$
- obtenha $\Phi(z_0)$ na tabela da distribuição da variável normal central reduzida
- $P(X \leq x_0) = \Phi(z_0)$

(b) Dado que $X \sim \mathbf{N}(\mu, \sigma)$, calcule o quantil x_0 correspondente a $P(X \leq x_0) = p_0$

- $p_0 = \Phi(z_0)$
- $\Phi(z_0) \rightarrow$ tabela $\rightarrow z_0$
- $x_0 = \mu + \sigma \cdot z_0$

Distribuição Exponencial

A distribuição exponencial possui somente um parâmetro, o parâmetro de escala θ , e sua função densidade de probabilidade é dada por

$$f_X(x) = \frac{1}{\theta} \exp\left(-\frac{x}{\theta}\right); \quad 0 \leq x \leq \infty \tag{8.10}$$

A função de distribuição acumulada de uma variável aleatória exponencial é

$$F_X(x) = 1 - \exp\left(-\frac{x}{\theta}\right) \tag{8.11}$$

A Figura 8.3 mostra os gráficos dessas funções para o valor particular $\theta=2$.

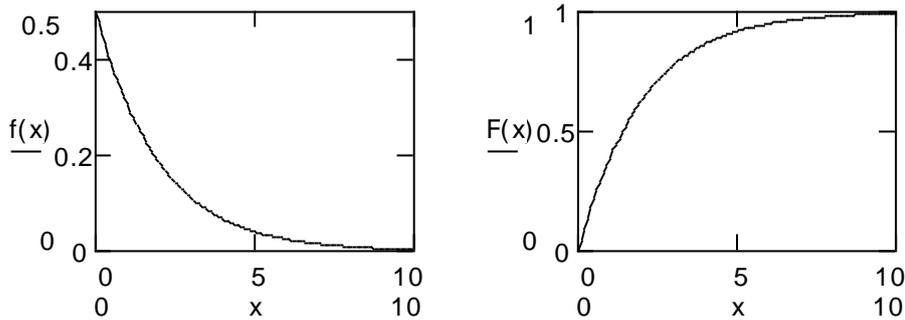


Figura 8.3 - Distribuição Exponencial

7.4.3 Propriedades das Distribuições de Probabilidade de Variável Contínua

Função Densidade de Probabilidade

$$P(X=x) = 0$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} f_X(x) dx = 1$$

$$P(a \leq X \leq b) = \int_a^b f_X(x) dx$$

Função de Distribuição Acumulada

$$\frac{d F_X(x)}{d x} = f_X(x)$$

$$F_X(\infty) = 1 \text{ e } F_X(-\infty) = 0$$

$$P(a \leq X \leq b) = F_X(b) - F_X(a)$$

8.5 Esperança Matemática

Valor Esperado de uma Variável Aleatória

Se X é uma variável aleatória com função densidade de probabilidade $f_X(x)$ [ou função massa de probabilidade $p_X(x)$], então o valor esperado de X , denotado por $E(X)$, é definido como :

$$E(X) = \int_{-\infty}^{\infty} x f_X(x) dx \quad \text{se } X \text{ é uma variável aleatória contínua} \quad (8.11)$$

ou

$$E(X) = \sum_{x_i} x_i p_X(x_i) \quad \text{se } X \text{ é uma variável aleatória discreta.} \quad (8.12)$$

Valor Esperado de uma Função de uma Variável Aleatória

Se X é uma variável aleatória com função densidade de probabilidade $f_X(x)$ [ou função massa de probabilidade $p_X(x)$] e se g é uma função contínua de X , então o valor esperado de $g(x)$ é definido como :

$$E[g(x)] = \int_{-\infty}^{\infty} g(x) f_X(x) dx \quad \text{se } X \text{ é uma variável aleatória contínua} \quad (8.13)$$

ou

$$E[g(x)] = \sum_{x_i} g(x_i) p_X(x_i) \quad \text{se } X \text{ é uma variável aleatória discreta.} \quad (8.14)$$

Variância de X

A variância de X , simbolizada por $\text{Var}(X)$, é definida como $\text{Var}(X) = E(X^2) - [E(X)]^2$, ou seja :

$$\text{Var}(X) = \int_{-\infty}^{\infty} x^2 f_X(x) dx - \left[\int_{-\infty}^{\infty} x f_X(x) dx \right]^2 \quad \text{se } X \text{ é uma variável aleatória contínua} \quad (8.15)$$

ou

$$\text{Var}(X) = \sum_{x_i} x_i^2 p_X(x_i) - \left[\sum_{x_i} x_i p_X(x_i) \right]^2 \quad \text{se } X \text{ é uma variável aleatória discreta.} \quad (8.16)$$

Exemplo : A função massa de probabilidade de uma variável aleatória discreta X é dada por $p_X(0) = 0,008$, $p_X(1) = 0,096$, $p_X(2) = 0,384$ e $p_X(3) = 0,512$. Calcule (a) o valor esperado de X e (b) a variância de X .

Solução :

$$(a) E(X) = \sum_{x_i=0}^3 x_i p_X(x_i) = 0 \times 0,008 + 1 \times 0,096 + 2 \times 0,384 + 3 \times 0,512 = 2,4$$

$$(b) \text{Var}(X) = E(X^2) - [E(X)]^2$$

$$E(X^2) = \sum_{x_i=0}^3 x_i^2 p_X(x_i) = 0 \times 0,008 + 1 \times 0,096 + 4 \times 0,384 + 9 \times 0,512 = 6,24$$

$$\text{Var}(X) = 6,24 - (2,4)^2 = 0,48$$

8.6 Tempo de Retorno e Risco

Tempo de Retorno

Considere o gráfico da Figura 8.4 onde estão plotados em ordenadas os valores das descargas máximas anuais, registradas em um certo posto fluviométrico, e em abscissas os seus respectivos anos de ocorrência. Considere também uma descarga de referência Q_0 , a qual é ultrapassada 10 vezes durante os 40 anos de observações fluviométricas.

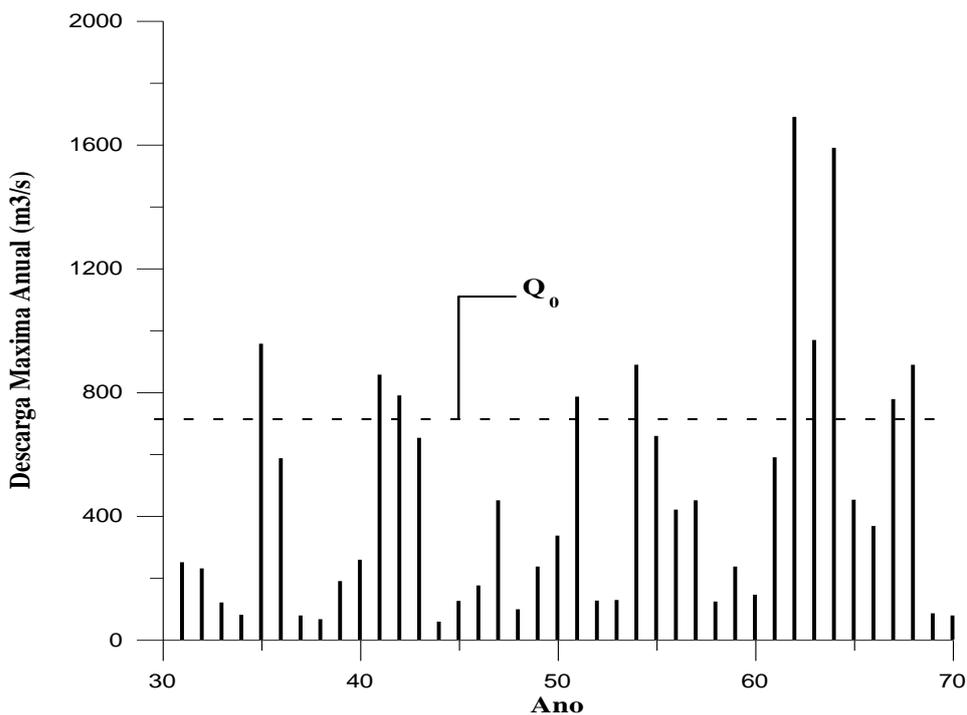


Figura 8.4 - Descargas Máximas Anuais e Anos de Ocorrência

Adotando-se os símbolos Q para as descargas máximas anuais e τ para o tempo de recorrência, ou seja o número de anos decorridos entre excedências consecutivas de Q_0 , verifica-se que o evento $\{Q \geq Q_0\}$ ocorre em média a cada $\bar{\tau} = 40 \div 10 = 4$ anos. Esse valor representa uma estimativa do tempo de recorrência médio da descarga Q_0 . Para cada ano, existem somente duas possibilidades: o evento “sucesso” $\{Q \geq Q_0\}$ ocorre com probabilidade p ou o evento $\{Q \geq Q_0\}$ não ocorre, o que significa dizer que o evento complemento ou “falha” ocorre com probabilidade $(1-p)$. Como as observações anuais são independentes, a probabilidade da variável aleatória discreta “**tempo de recorrência**” assumir o valor τ é dada pelo produto das probabilidades de ocorrerem $(\tau-1)$ falhas e um

sucesso. Em outras palavras, a variável aleatória τ possui distribuição geométrica e é descrita pela seguinte função massa de probabilidade :

$$P(\tau) = (1 - p)^{\tau-1} p$$

O valor esperado de τ é dado por :

$$E(\tau) = \sum_{\tau=1}^{\infty} \tau (1 - p)^{\tau-1} p = p \left[1 + 2(1 - p) + 3(1 - p)^2 + 4(1 - p)^3 + \dots \right]$$

O termo entre colchetes representa a soma de uma série, cuja razão $(1-p)$ é inferior a 1. Conseqüentemente,

$$E(\tau) = p \frac{1}{[1 - (1 - p)]^2} = \frac{p}{p^2} = \frac{1}{p} \quad \therefore \quad E(\tau) = \frac{1}{P(Q \geq Q_0)} \quad (8.17)$$

O valor esperado de τ é conhecido como **tempo de retorno**, utilizando-se o símbolo T para sua notação. Portanto, o tempo de retorno T , associado a um dado quantil Q_0 da distribuição de probabilidades de ocorrências anuais de descargas Q , é definido como o tempo médio necessário para que o evento $\{Q \geq Q_0\}$ ocorra uma vez em um ano qualquer e é calculado como o inverso da probabilidade de excedência $P(Q \geq Q_0)$. O período de retorno é somente um tempo médio entre eventos anuais e não se refere ao tempo de fato entre as ocorrências. O tempo de fato é o tempo de recorrência τ , o qual é uma variável aleatória discreta distribuída geometricamente.

Risco

Define-se **risco** $R(x)$, associado a um quantil x da distribuição de probabilidades de eventos anuais de uma variável aleatória contínua X , como a probabilidade de que x seja igualado ou superado pelo menos uma vez em um período de n anos. A função de distribuição acumulada correspondente, $F_X(x)$, corresponde à probabilidade de que X seja menor ou igual a x em um ano qualquer. Portanto, a probabilidade de que x não seja excedido em n anos é

$$F_X(x) \cdot F_X(x) \cdot \dots \cdot F_X(x) = [F_X(x)]^n$$

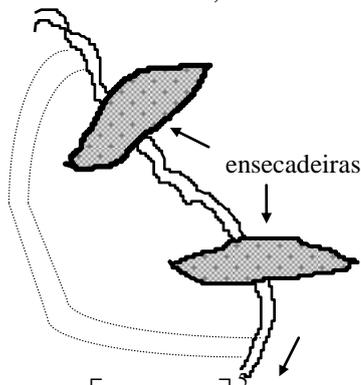
ano 1 ano 2 ano n

A probabilidade de que x seja excedido pelo menos uma vez em n anos é

$R(x) = 1 - [F_X(x)]^n$. Entretanto, $F_X(x)$ e o período de retorno $T(x)$ são relacionados por $F_X(x) = 1 - \frac{1}{T(x)}$. Logo,

$$R(x) = 1 - \left[1 - \frac{1}{T(x)} \right]^n \quad (8.18)$$

Exemplo : Na construção da UHE Nova Ponte, cuja duração foi de 5 anos, o Rio Araguari foi desviado por dois túneis escavados em rocha. Qual foi o período de retorno da cheia de projeto desses túneis, admitindo-se um risco de 10% para a proteção do canteiro de obras ?



Solução :

duração da obra : $n=5$ anos

risco : $R(x) = 0,10$

$T(x) = ?$

$$R(x) = 1 - \left[1 - \frac{1}{T(x)} \right]^5 = 0,10 \therefore T(x) = 47,6 \approx 50 \text{ anos}$$

Períodos de Retorno Recomendados para o Projeto de Estruturas Hidráulicas

A Tabela 8.1 indica os períodos de retorno geralmente utilizados para o projeto de algumas estruturas hidráulicas.

Tabela 8.1 - Tempos de Retorno para o Projeto de Estruturas Hidráulicas

Estrutura Hidráulica	Tempo de Retorno (anos)
Bueiros Rodoviários	
- tráfego baixo	5-10
- tráfego intermediário	10-25
- tráfego alto	50-100
Pontes Rodoviárias	
- estradas secundárias	10-50
- estradas principais	50-100
Drenagem Urbana	
- galerias de pequenas cidades	2-25
- galerias de grandes cidades	25-50
- canalização de córregos	50-100
Diques	
- área rural	2-50
- área urbana	50-200
Barragens	
- sem risco de perda de vidas humanas	200-1000
- com risco	10000

8.7. Estimação de Parâmetros das Distribuições de Probabilidade

Uma função de distribuição de probabilidades é definida por um certo número de parâmetros, os quais a descrevem integralmente. Sabendo-se que uma variável aleatória segue uma determinada distribuição de probabilidades, é necessário estimar os valores numéricos dos parâmetros característicos da distribuição a partir dos dados observados ou amostrais da variável aleatória. Esses dados constituem geralmente uma amostra aleatória simples (AAS), ou seja uma das infinitas realizações independentes e equiprováveis de um processo estocástico, pertencentes ao espaço amostral ou população (Figura 8.5).

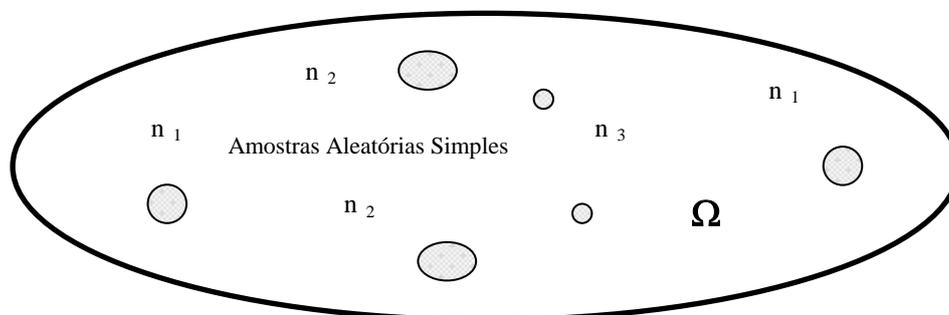


Figura 8.5 - Amostras Aleatórias Simples e População.

7.7.1 Método dos Momentos

O método dos momentos é o método mais simples e mais usado para a estimação dos parâmetros de uma distribuição de probabilidades a partir dos dados amostrais. Os momentos populacionais de uma variável aleatória, cuja distribuição de probabilidades é conhecida, são o seu valor esperado e as esperanças matemáticas das dispersões de ordem 2, 3, 4, ... em torno de seu valor esperado. Por exemplo, se Y representa a variável aleatória, então $E(Y)$ é o momento de ordem 1, $E[Y-E(y)]^2$ é o momento de ordem 2, $E[Y-E(y)]^3$ é o momento de ordem 3 e assim por diante. Os momentos amostrais são análogos; por exemplo, a média amostral $\bar{Y} = \sum_{i=1}^n Y_i / n$ e a variância amostral $S^2_{Y} = \sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2 / n$ são respectivamente os momentos amostrais de ordem 1 e 2. O método dos momentos consiste simplesmente em igualar os momentos amostrais aos populacionais; o resultado dessa operação produzirá os estimadores dos parâmetros da distribuição de probabilidades em

questão. Formalmente, sejam $Y_1, Y_2, Y_3, \dots, Y_n$ os dados observados constituintes de uma AAS retirada de uma população de uma variável aleatória distribuída conforme $f_Y(y; \theta_1, \theta_2, \dots, \theta_k)$ de k parâmetros. Se μ_j e m_j representarem os momentos populacionais e amostrais respectivamente, então o sistema de equações fundamental do método dos momentos é

$$\mu_j(\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_k) = m_j \quad ; \quad j=1, 2, \dots, k \quad (8.19)$$

As soluções $\hat{\theta}_1, \hat{\theta}_2, \dots, \hat{\theta}_k$ desse sistema de k equações e k incógnitas serão as estimativas dos parâmetros θ_j pelo método dos momentos.

Exemplo : Seja $Y_1, Y_2, Y_3, \dots, Y_n$ uma AAS retirada da população de uma variável aleatória Y , cuja função densidade de probabilidade, a um único parâmetro θ , é dada abaixo.

Determine o estimador de θ pelo método dos momentos.

$$f_Y(y; \theta) = (\theta + 1) y^\theta \quad 0 \leq y \leq 1$$

Solução : método dos momentos $\rightarrow \mu_1 = m_1$

$$\mu_1 = E(Y) = \int_0^1 y (\theta + 1) y^\theta dy = \frac{\theta + 1}{\theta + 2}$$

$$m_1 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Y_i = \bar{Y}$$

$$\text{Logo, } \frac{\hat{\theta} + 1}{\hat{\theta} + 2} = \bar{Y} \quad \Rightarrow \quad \hat{\theta} = \frac{2\bar{Y} - 1}{1 - \bar{Y}}$$

7.7.2 Método do Máximo de Verossimilhança

Esse método geralmente produz os melhores estimadores dos parâmetros de uma distribuição de probabilidades. Consiste basicamente em maximizar uma função dos parâmetros da distribuição, conhecida como função de verossimilhança. O equacionamento para a condição de máximo resulta em um sistema de igual número de equações e incógnitas, cujas soluções produzem os estimadores de máxima verossimilhança. Formalmente, sejam $Y_1, Y_2, Y_3, \dots, Y_n$ os dados observados constituintes de uma AAS retirada de uma população de uma variável aleatória distribuída conforme $f_Y(y; \theta_1, \theta_2, \dots, \theta_k)$ de k parâmetros. A função de verossimilhança é dada por

$$L(\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_k) = \prod_{i=1}^n f_Y(Y_i; \theta_1, \theta_2, \dots, \theta_k) \quad (8.20)$$

Essa é uma função dos parâmetros θ_j , exclusivamente. A busca da condição de máximo para essa função resulta no seguinte sistema de k equações e k incógnitas :

$$\frac{\partial L(\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_k)}{\partial \theta_j} = 0; \quad j = 1, 2, \dots, k \quad (8.21)$$

As soluções desse sistema de equações são os estimadores $\hat{\theta}_j$ de verossimilhança. É comum se empregar a função logaritmo de verossimilhança $\ln [L(\theta)]$, em substituição à função de verossimilhança propriamente dita, para facilitar a construção do sistema de equações acima. Isso se justifica pelo fato da função logaritmo ser contínua, monótona e crescente; em outras palavras, maximizar o logaritmo da função é o mesmo que maximizar a função.

Exemplo : Seja $Y_1, Y_2, Y_3, \dots, Y_n$ uma AAS retirada da população de uma variável aleatória discreta Y , cuja função massa de probabilidade, a um único parâmetro λ , é conhecida como distribuição de Poisson. A forma analítica dessa distribuição é apresentada abaixo. Determine o estimador de λ pelo método do máximo de verossimilhança.

$$p_Y(y; \lambda) = \frac{\lambda^y \exp(-\lambda)}{y!}; \quad y = 0, 1, 2, \dots$$

Solução :

$$L(\lambda; Y_1, Y_2, \dots, Y_n) = \prod_{i=1}^n \frac{\lambda^{Y_i} \exp(-\lambda)}{Y_i!} = \frac{\lambda^{\sum_{i=1}^n Y_i} \exp(-n\lambda)}{\prod_{i=1}^n Y_i!}$$

$$\ln [L(\lambda; Y_1, Y_2, \dots, Y_n)] = -n\lambda + \ln(\lambda) \sum_{i=1}^n Y_i - \ln \left(\prod_{i=1}^n Y_i! \right)$$

$$\frac{d \ln [L(\lambda; Y_1, Y_2, \dots, Y_n)]}{d \lambda} = -n + \frac{1}{\lambda} \sum_{i=1}^n Y_i = 0 \Rightarrow \hat{\lambda} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Y_i \therefore \hat{\lambda} = \bar{Y}$$

8.8. Características das Distribuições de Probabilidade de Variáveis Contínuas

Existem quatro principais características (momentos ou funções de momentos) das distribuições de probabilidade : tendência central, dispersão, assimetria e curtose. Os parâmetros das distribuições podem ser expressos em termos dessas características, as quais podem por sua vez ser estimadas a partir das características amostrais correspondentes.

Tendência Central

- Média → população : $E(X)$ ou μ amostra : $\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$
- Outras : moda e mediana

Dispersão

Variância → população : $E(X-\mu)^2$ amostra : $S^2_x = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2$

Assimetria

- Momento de ordem 3 → população : $\mu_3 = E(X - \mu)^3$

$$\text{amostra : } M_3 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3$$

- Coeficiente de Assimetria → população : $\gamma = \frac{\mu_3}{E(X - \mu)^2}$

$$\text{amostra : } g = \frac{n^2 M_3}{(n-1)(n-2) S_x^3}$$

A maioria das distribuições utilizadas em hidrologia são do tipo assimétrico. A assimetria pode ser positiva ou negativa, o que se verifica pelo sinal do coeficiente de assimetria γ ou de seu estimador g . A Figura 8.6 a seguir ilustra esquematicamente as diferenças de forma entre distribuições simétricas e assimétricas.

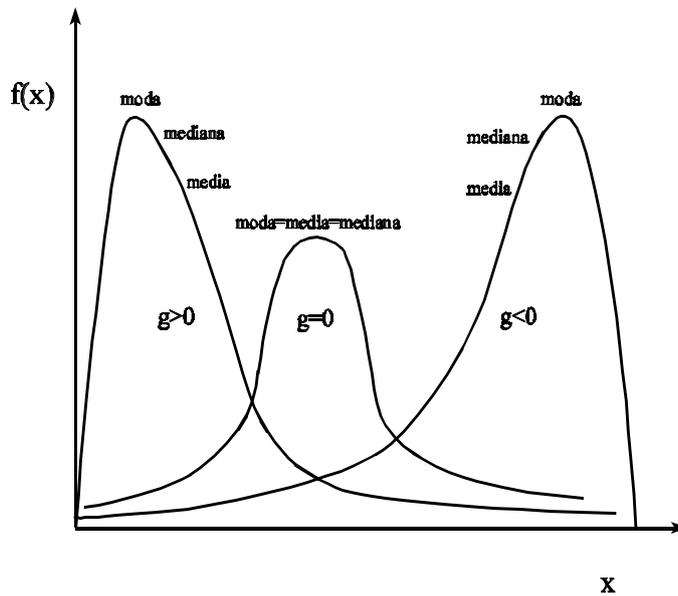


Figura 8.6 - Distribuições Simétricas e Assimétricas

Curtose

Essa característica reflete o achatamento da distribuição em relação à distribuição normal padrão. A medida se faz pelo momento de ordem 4 ou pelo coeficiente de curtose K .

- Momento de ordem 4 → população : $\mu_4 = E(X - \mu)^4$

$$\text{amostra : } M_4 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X - \bar{X})^4$$

- Coeficiente de curtose → população : $K = \frac{\mu_4}{[E(X - \mu)^2]^2}$

$$\text{amostra : } \hat{K} = \frac{n^3}{(n-1)(n-2)(n-3)} \frac{M_4}{S_X^4}$$

A Figura 8.7 a seguir ilustra esquematicamente as diferenças de forma entre distribuições mais e menos achatadas em relação à distribuição normal padrão, a qual possui coeficiente de curtose igual a 3.

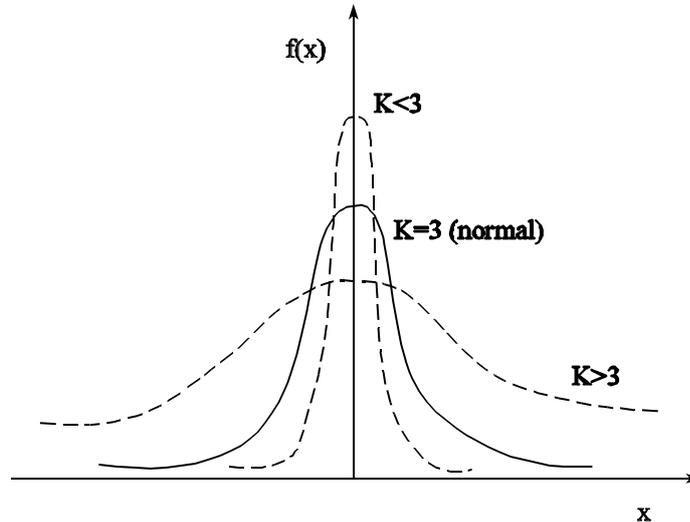


Figura 8.7 - A Curtose e as Distribuições de Probabilidade

8.9. Principais Distribuições de Probabilidade de Variável Aleatória Contínua Usadas em Hidrologia e Engenharia de Recursos Hídricos

A análise convencional de frequência de uma variável aleatória, da qual se conhece uma amostra e a distribuição de probabilidades da população de onde a amostra foi retirada, consiste em estimar, através de um dos métodos descritos anteriormente, os parâmetros populacionais a partir dos dados observados e, em seguida, estimar os quantis para a probabilidade desejada. No caso de fenômenos hidrológicos, principalmente os referentes a eventos máximos e mínimos, a distribuição de probabilidades da população não é conhecida; tem-se somente uma amostra de dados observados. Esse fator complicador leva à proposição de modelos probabilísticos, ou seja distribuições teóricas de probabilidade, às quais, em função de suas características de assimetria e de existência de limites inferiores ou superiores no domínio de definição da variável aleatória, se atribuem propriedades de modelarem fenômenos hidrológicos. Além da distribuição normal, a qual é utilizada para modelar a curva de frequência de eventos médios ou totais anuais, várias outras distribuições tem sido usadas para o caso de eventos máximos ou mínimos; as distribuições exponencial,

Gumbel, Fréchet, Weibul, log-normal, log-Pearson III e Wakeby são apenas alguns exemplos entre os modelos probabilísticos propostos. Os modelos Gumbel, Fréchet e Weibul são chamados extremais porque se originaram da teoria clássica de valores extremos, desenvolvida entre as décadas de 1920 e 1950. O restante dos modelos são chamados não-extremais. Em virtude dos objetivos do presente trabalho, detalharemos aqui a utilização das distribuições log-normal de 2 parâmetros, Gumbel e log-Pearson III para a modelação de máximos anuais. Recomenda-se a leitura de Clarke (1994) e Haan (1977) para detalhes sobre a utilização de outras distribuições e modelos alternativos. Pelo fato de poder ser abordado de forma análoga à análise de frequência de máximos, o caso de eventos mínimos é tratado brevemente no item 8.9.2.

8.9.1. Distribuições Usadas para Eventos Máximos Anuais

Log-Normal de 2 parâmetros

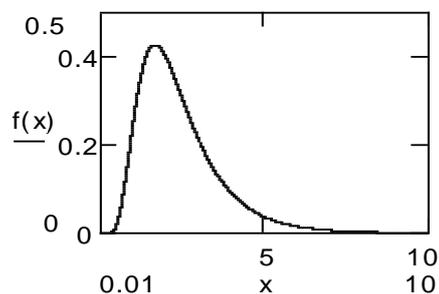
função densidade de probabilidade : $f_X(x) = \frac{1}{x \sigma_Y \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{(\ln x - \mu_Y)^2}{2\sigma_Y^2} \right]; x > 0$ (8.22)

transformação de variável : $Y = \ln(X)$

parâmetros : μ_Y (posição) e σ_Y^2 (escala).

observação : a distribuição log-normal é a distribuição normal do logaritmo da variável. É assimétrica positiva com γ fixo, mas dependente de σ_Y^2 .

gráfico-exemplo para o caso $\mu_Y=0,75$ e $\sigma_Y^2=0,25$:



Gumbel

função densidade de probabilidade : $f_X(x) = \alpha \exp \left\{ -\alpha(x - \beta) - \exp[-\alpha(x - \beta)] \right\}$ (8.23)

$$-\infty < x < \infty$$

$$-\infty < \beta < \infty \text{ e } \alpha > 0$$

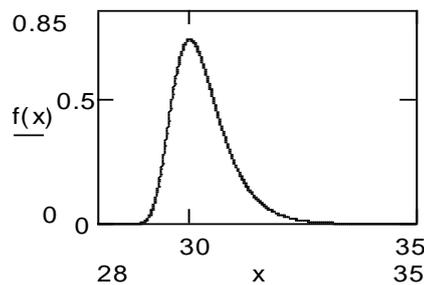
parâmetros : α (escala) e β (posição) , sendo válidas as relações

$$E(X) = \beta + \frac{\gamma_E}{\alpha}; \quad \gamma_E = 0,57721 \text{ (constante de Euler)}$$

$$\text{e } \text{Var}(X) = \frac{\pi}{\sqrt{6} \alpha^2}$$

observação : assimetria positiva, constante e igual a 1,14.

gráfico-exemplo para o caso $\alpha=2$ e $\beta=30$:



Log-Pearson III

função densidade de probabilidade : $f_X(x) = \frac{1}{a x \Gamma(b)} \left(\frac{\ln x - c}{a} \right)^{b-1} \exp\left(-\frac{\ln x - c}{a} \right)$ (8.24)

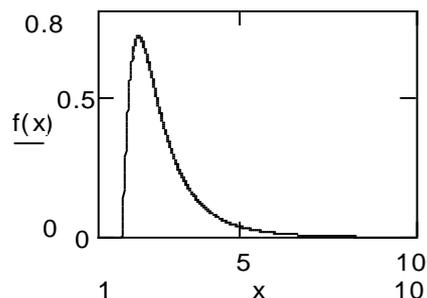
$x > 0$

parâmetros : a (escala), b (forma) e c (posição), sendo válidas as relações

$$\mu_Y = c + ab; \quad \text{Var}(Y) = a^2 b \text{ e } \gamma_Y = \frac{2}{\sqrt{b}}, \text{ com } Y = \ln(X)$$

observação : essa distribuição é muito versátil, podendo assumir uma variedade de formas. Esses atributos a tornaram de uso preferencial em projetos de engenharia hidrológica de responsabilidade do governo federal dos Estados Unidos.

gráfico-exemplo para o caso $a=0,2$, $b=2,5$ e $c=0,5$:



8.9.2 Distribuições usadas para Eventos Mínimos Anuais

O conceito de tempo de retorno pode também ser aplicado ao caso de vazões mínimas e estiagens. Nesse caso, o tempo de retorno é definido como o tempo médio necessário para que ocorra o **evento A: {a variável é menor ou igual a um certo valor}** uma vez em um ano qualquer. A Figura 8.8 ilustra essa adaptação do conceito.

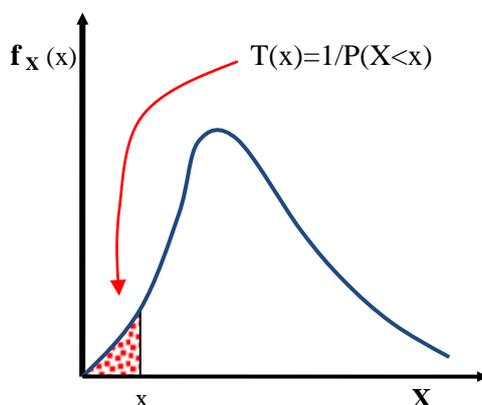


Figura 8.8 - Tempo de Retorno e as Vazões Mínimas

Vazões mínimas ou volumes mínimos persistentes por um certo número de dias são limitados inferiormente ao valor zero. Embora qualquer distribuição limitada à esquerda possa ser usada para modelar eventos mínimos, muitos autores recomendam a utilização da **distribuição de Weibull** para essa finalidade. A função densidade de probabilidade dessa distribuição é dada por :

$$f_X(x) = \alpha x^{\alpha-1} \beta^{-\alpha} \exp\left[-\left(\frac{x}{\beta}\right)^\alpha\right]; \quad x \geq 0; \alpha, \beta > 0 \quad (8.25)$$

com

$$E(X) = \beta \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right), \text{Var}(X) = \beta^2 \left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{\alpha}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \right]$$

Os parâmetros da distribuição de Weibull podem ser estimados substituindo-se nas equações acima o valor esperado e a variância populacionais pelas respectivas estimativas amostrais. As soluções simultâneas do sistema produzirão $\hat{\alpha}$ e $\hat{\beta}$.

8.10. Análise de Frequência de Vazões Máximas Anuais

Obtenção da série

Usualmente, as vazões observadas em um posto fluviométrico (ou fluviográfico) são publicadas em Boletins Fluviométricos, ou mais recentemente em meio magnético, sob a forma de séries cronológicas de valores médios no intervalo de tempo considerado; por exemplo, séries cronológicas de vazões médias diárias. Essas são as chamadas **séries totais**, das quais podemos extrair as **séries de máximos anuais** ou as **séries de duração parcial**. Essas séries estão ilustradas esquematicamente na Figura 8.9. A série de duração parcial compreende somente as maiores vazões superiores a uma determinada vazão de referência u , independentemente de sua data de ocorrência. A série de máximos anuais compreende um único valor para cada ano, o valor máximo anual. Discutiremos aqui somente o caso da série de máximos anuais.

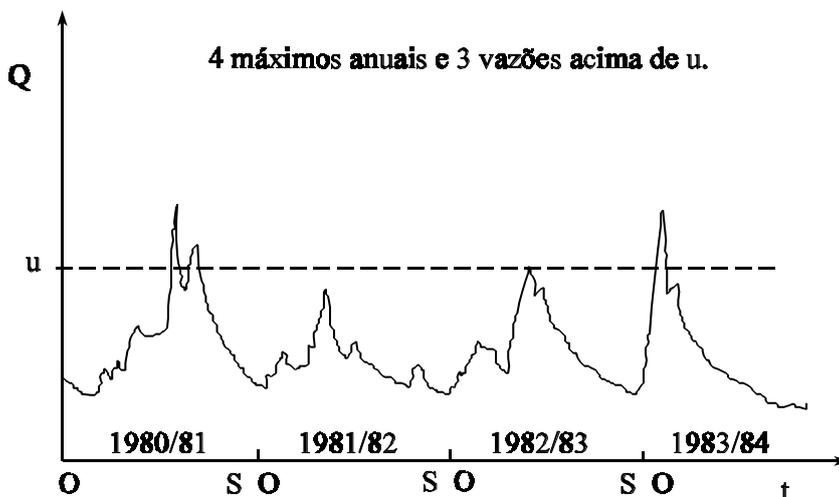


Figura 8.9 - Séries Anuais e de Duração Parcial

Ajuste Gráfico - Seqüência

- coleta-se a série de máximos anuais; se o tamanho da amostra é n , então a série será constituída por n elementos;
- classifica-se a série em ordem decrescente; por exemplo, se m_i representa o número de ordem, então $m_1=1$ corresponde ao maior valor da série e $m_n=n$ corresponde ao menor;
- calcula-se para cada vazão ordenada Q_i a probabilidade empírica $P(Q \leq Q_i)$, também chamada de **posição de plotagem**, através de uma das seguintes fórmulas

$$P(Q_i) = 1 - \frac{m_i}{n+1} \quad \text{ou} \quad P(Q_i) = 1 - \frac{2m_i - 1}{n}; \quad m_i = 1, 2, \dots, n;$$

- por definição, o tempo de retorno empírico de cada vazão é dado por

$$T(Q_i) = \frac{1}{1 - P(Q_i)}$$

- analogamente ao processo de construção de um papel em escala logarítmica, podem ser construídos também papéis de probabilidade, correspondente a uma dada função de probabilidades acumuladas. O processo consiste em intercambiar a imagem e o domínio da função, alterando uma escala linear, de forma a que o gráfico da expressão analítica da respectiva função, na escala transformada, seja uma reta. Os principais papéis de probabilidade existentes são os correspondentes às distribuições normal, log-normal e Gumbel ; um exemplar de cada um encontra-se no anexo 8.2. O passo seguinte consiste em lançar em um papel de probabilidade apropriado os pontos $P(Q_i)$ ou $T(Q_i)$ em abscissas e Q_i em ordenadas;
- em seguida, ajusta-se “a sentimento” uma reta (ou curva se o papel de probabilidade não corresponde à função analítica desejada) aos pontos $[Q_i, P(Q_i)]$;
- finalmente, extrapola-se a reta (ou curva) para o tempo de retorno desejado.

Ajuste Analítico pelo Método dos Fatores de Frequência

O método dos fatores de frequência é uma generalização do cálculo da curva *quantis x tempo de retorno*. A proposição é que a curva quantis x tempo de retorno de qualquer distribuição pode ser colocada na forma

$$x_T = \mu + K_T^D \sigma \tag{8.26}$$

onde μ e σ são a média e o desvio-padrão populacionais e K_T^D é o fator de frequência, que depende da distribuição usada e do tempo de retorno. Estimando-se os momentos populacionais pelos amostrais, tem-se

$$\hat{x}_T = \bar{X} + K_T^D S_X, \text{ com } \bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \text{ e } S_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (8.27)$$

Método dos Fatores de Frequência para a Log-Normal 2 parâmetros

- faz-se a transformação de variáveis $Y_i = \ln(Q_i)$ ou $\log(Q_i)$;
- calculam-se \bar{Y} e S_Y ;
- $Y_T = \bar{Y} + K_T^N S_Y$ onde K_T^N representa o fator de frequência da distribuição normal e é igual ao quantil da variável central reduzida $Z \sim N(0,1)$, correspondente a T .
- calculado Y_T , a vazão Q_T , de tempo de retorno T , é $Q_T = 10^{Y_T}$ ou $Q_T = \exp(Y_T)$, dependendo da transformação de variável utilizada.
- valores de K_T^N :

T (anos)	K_T^N
2	0
10	1,282
50	2,054
100	2,326
500	2,879

Método dos Fatores de Frequência para Gumbel

- $Q_T = \bar{Q} + K_T^G S_Q$;
- K_T^G varia com o tempo de retorno T e o tamanho da amostra n . Os valores do fator de frequência encontram-se na Tabela 8.2.

Método dos Fatores de Frequência para Log-Pearson III

- faz-se a transformação de variáveis $Y_i = \ln(Q_i)$ ou $\log(Q_i)$;
- calculam-se \bar{Y} e S_Y ;
- $Y_T = \bar{Y} + K_T^{LP} S_Y$, onde K_T^{LP} é o fator de frequência correspondente a T ;
- se o coeficiente de assimetria amostral g_Y estiver compreendido entre -1 e 1, K_T^{LP} pode ser calculado em função de K_T^N pela seguinte equação :

$$K_T^{LP} = \frac{2}{g_Y} \left\{ \left[\left(K_T^N - \frac{g_Y}{6} \right) \frac{g_Y}{6} + 1 \right]^3 - 1 \right\}$$

- se $g_Y > 1$ ou $g_Y < -1$, recomenda-se a consulta às tabelas existentes na bibliografia complementar citada;
- calculado Y_T , a vazão Q_T , de tempo de retorno T , é $Q_T = 10^{Y_T}$ ou $Q_T = \exp(Y_T)$, dependendo da transformação de variável utilizada.

Um exemplo de aplicação do método dos fatores de frequência a várias distribuições de probabilidade acha-se descrito no anexo 8.3.

Tabela 8.2 - Fatores para a Distribuição de Gumbel.

n	$T=5$	$T=10$	$T=15$	$T=20$	$T=25$	$T=50$	$T=75$	$T=100$	$T=1000$
15	0,967	1,703	2,117	2,410	2,632	3,321	3,721	4,005	6,265
20	0,919	1,625	2,023	2,302	2,517	3,179	3,563	3,836	6,006
25	0,888	1,575	1,963	2,235	2,444	3,088	3,463	3,729	5,842
30	0,866	1,541	1,922	2,188	2,393	3,026	3,393	3,653	5,727
35	0,851	1,516	1,891	2,152	2,354	2,979	3,341	3,598	
40	0,838	1,495	1,866	2,126	2,326	2,943	3,301	3,554	5,576
45	0,829	1,478	1,847	2,104	2,303	2,913	3,268	3,520	
50	0,820	1,466	1,831	2,086	2,283	2,889	3,241	3,491	5,478
55	0,813	1,455	1,818	2,071	2,267	2,869	3,219	3,467	
60	0,807	1,446	1,806	2,059	2,253	2,852	3,200	3,446	
65	0,801	1,437	1,796	2,048	2,241	2,837	3,183	3,429	
70	0,797	1,430	1,788	2,038	2,230	2,824	3,169	3,413	5,359
75	0,792	1,423	1,780	2,029	2,220	2,812	3,155	3,400	
80	0,788	1,417	1,773	2,020	2,212	2,802	3,145	3,387	
85	0,785	1,413	1,767	2,013	2,205	2,793	3,135	3,376	
90	0,782	1,409	1,762	2,007	2,198	2,785	3,125	3,367	
95	0,780	1,405	1,757	2,002	2,193	2,777	3,116	3,357	
100	0,779	1,401	1,752	1,998	2,187	2,770	3,109	3,349	5,261
∞	0,719	1,305	1,635	1,866	2,044	2,592	2,911	3,137	4,936

8.11. Análise de Frequência de Precipitações

Os procedimentos anteriormente descritos para a análise de frequência de vazões máximas anuais são válidos também para a análise de frequência de alturas e intensidades de precipitações máximas anuais. Conforme variam as durações dos eventos de precipitação considerados, variam também as distribuições de probabilidade a serem utilizadas. De forma

geral, pode-se dizer que quanto maior é a duração considerada, menos assimétrica deve ser a distribuição de probabilidades a ser adotada. Entretanto, é prática corrente o uso da distribuição de Gumbel, de coeficiente de assimetria constante e igual a 1,14, para a modelação das probabilidades associadas a alturas e intensidades máximas anuais de precipitação, com durações que variam entre 5 minutos a alguns dias.

Uma particularidade da análise probabilística de dados pluviométricos refere-se ao estudo da variação conjunta da **intensidade**, da **duração** e da **frequência** (ou tempo de retorno) de eventos chuvosos intensos de duração igual ou inferior a 24 horas, geralmente relacionados a precipitações convectivas de grande intensidade. De fato, um gráfico entre as intensidades (mm/h) e as durações (minutos ou horas) de precipitações intensas, registradas por pluviógrafos, revela que quanto mais intensa é a chuva, menor é a sua duração. Por outro lado, quanto maior é a intensidade da chuva, maior é o período de retorno a ela associado. A relação conjunta intensidade-duração-frequência (ou tempo de retorno) é conhecida como **curva IDF** e é estimada com base em dados pluviográficos existentes no local de interesse ou em locais próximos. As curvas idf são requisitos básicos para projetos de pequenas obras hidráulicas como sistemas de drenagem, galerias pluviais e bueiros, entre outras.

Variação da Intensidade com a Duração

A análise de pluviogramas permite determinar as alturas (mm) e as intensidades médias (mm/h) de precipitação, para qualquer intervalo de tempo entre 5 minutos e 24 horas, a partir de qualquer origem na escala de tempos. Tendo-se selecionado um dado evento de precipitação, pode-se construir um gráfico entre as máximas intensidades médias no intervalo de tempo, denotadas por i , e as durações correspondentes, representadas por t , de forma que as durações maiores não necessariamente incluam as menores. A variação típica de i em função de t encontra-se ilustrada no gráfico da Figura 8.10. Observa-se nesse gráfico que a máxima intensidade média varia inversamente com o intervalo de tempo em que ocorreu.

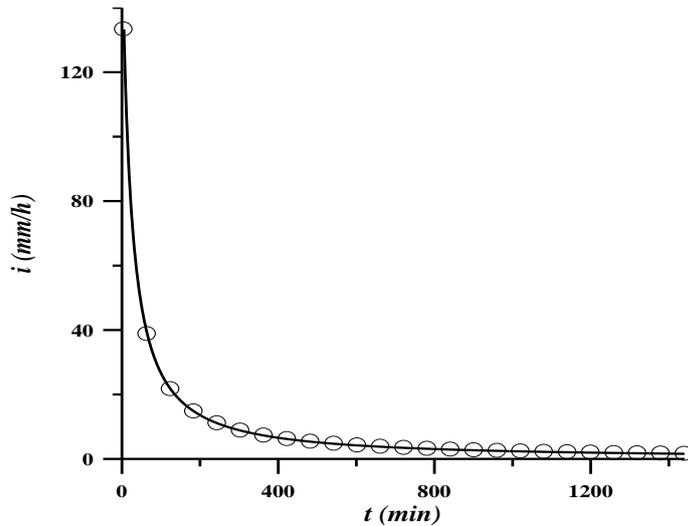


Figura 8.10 - Variação típica da intensidade com a duração da chuva

Variação da Intensidade com a Frequência

Para se verificar a variação da intensidade de chuva com a frequência (ou tempo de retorno), é necessário ajustar uma distribuição de probabilidades aos valores máximos anuais de intensidade para uma dada duração. Por exemplo, fixada a duração $t=10$ minutos, faz-se a análise de todos os pluviogramas disponíveis de modo a obter as máximas intensidades anuais das precipitações de duração igual a 10 minutos. Em seguida, ajusta-se uma distribuição de probabilidades a esses valores máximos anuais; a esse respeito, é corrente o uso da distribuição de Gumbel, ajustada pelo método dos fatores de frequência (Eq. 8.27). Esse mesmo procedimento é então repetido para outras durações de interesse, de forma a constituir uma família de curvas, tal como mostrado na Figura 8.12.

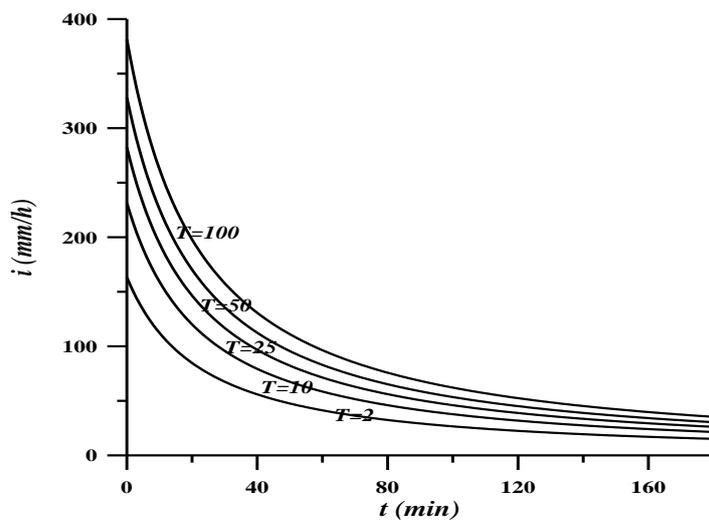


Figura 8.11 - Variação da intensidade da chuva com a duração e frequência.

Curva IDF

A família de curvas, ilustrada na Figura 8.11, pode ser sintetizada em uma equação única da forma

$$i = \frac{A}{(t + c)^d} = \frac{a T^b}{(t + c)^d} \quad (8.28)$$

onde i é a intensidade em mm/h, t é a duração da chuva em minutos, T é o tempo de retorno em anos, a , b , c e d são parâmetros a serem estimados com base nos dados pluviográficos de cada local. A estimação dos parâmetros a , b , c e d faz-se através do uso de transformação logarítmica de variáveis e das técnicas de regressão linear simples. Por exemplo, tomando-se os logaritmos em ambos os membros da primeira parte da equação 8.28, segue-se que

$$\log i = \log A - d \log (t + c) \quad (8.29)$$

Observe que os parâmetros $\log A$ e d são os coeficientes de regressão linear entre as variáveis $\log i$ e $\log (t+c)$. O parâmetro c é uma constante a ser obtida pelo método tentativa-erro, a qual, somada às durações, lineariza a relação entre i e $t+c$ em coordenadas logarítmicas. Conhecidos A , c e d , e de volta à equação 8.28, toma-se os logaritmos novamente para se obter

$$\log A = \log a + b \log T \quad (8.30)$$

Na seqüência, as técnicas de regressão linear simples são empregadas mais uma vez para se determinar os coeficientes angular $\log a$ e linear b da reta que relaciona $\log A$ e $\log T$. A título de exemplo, a Tabela 8.3 apresenta os valores de a , b , c e d estimados para as cidades de Curitiba, São Paulo e Rio de Janeiro.

Tabela 8.3 - Coeficientes das curvas IDF para algumas cidades brasileiras.

Localidade	a	b	c	d	Autor
Curitiba	5950	0,217	26	1,15	Parigot de Souza, P. V.
São Paulo	3462	0,172	22	1,025	Wilken, P. S.
Rio de Janeiro	1239	0,150	20	0,74	Alcântara, U.

À medida que as áreas urbanas crescem, englobando outros municípios de menor porte e transformando-se em regiões metropolitanas, as curvas IDF pontuais deixam de ser representativas da variação espacial das intensidades de precipitação. Esse é um fato particularmente verdadeiro em áreas montanhosas e sujeitas a forte influência orográfica

sobre as precipitações, como é o caso dos 5852 km² englobados pelos limites da Região Metropolitana de Belo Horizonte (RMBH). Para o caso da RMBH, Pinheiro (1997) realizou estudo no qual propõe a seguinte equação do tipo IDF de abrangência regional :

$$i_{T,t,j} = 0,76542 t^{-0,7059} P_{anual}^{0,5360} \mu_{T,t} ; \quad T \leq 200 \text{ anos} ; 10 \text{ min} \leq t \leq 24 \text{ h} \quad (8.31)$$

onde :

$i_{T,t,j}$ é a estimativa de chuva (mm/h ou mm/min), de duração t (h ou min), no local j , associada ao período de retorno T (anos);

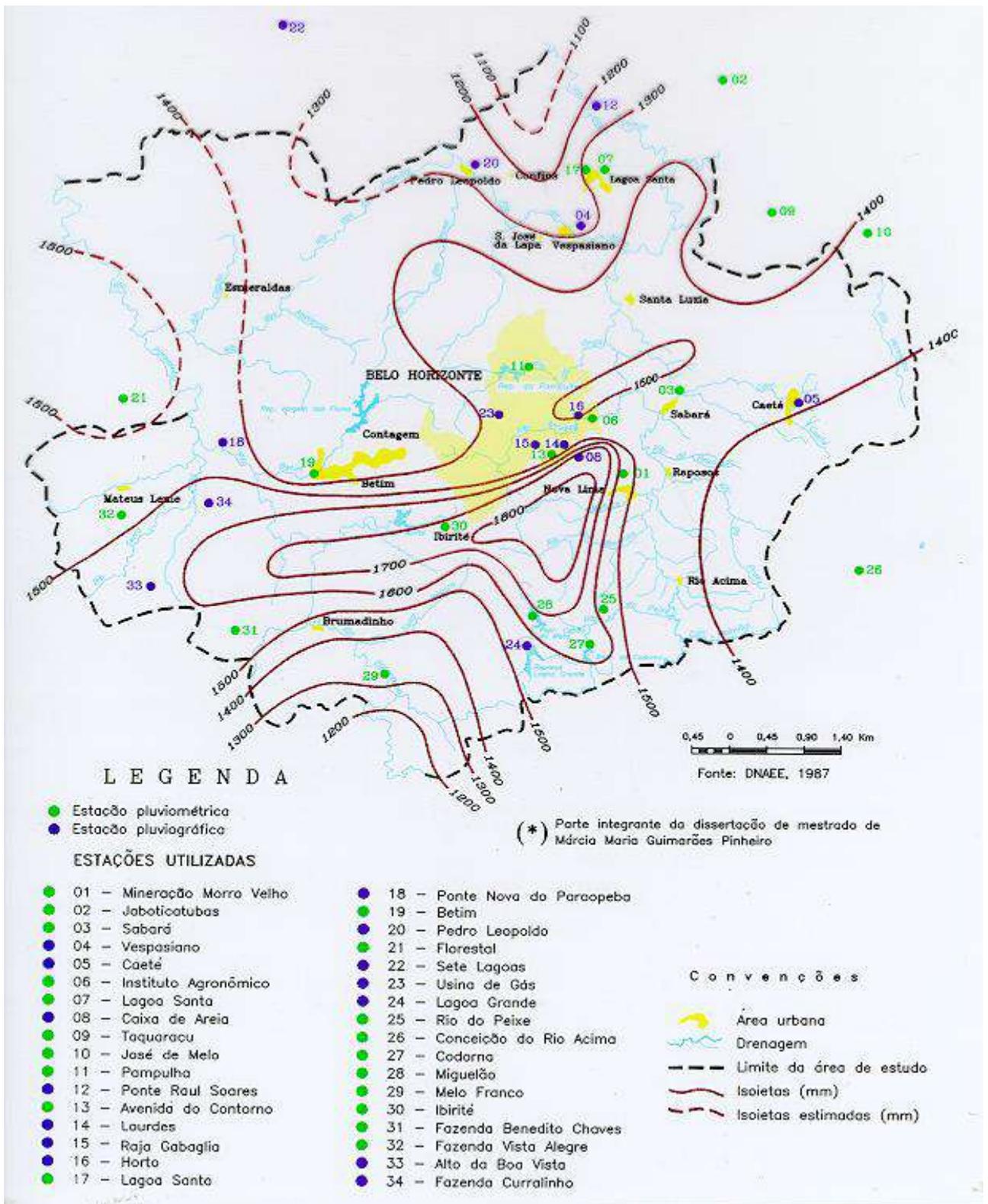
P_{anual} é a precipitação anual (mm) na localidade j dentro da RMBH, a qual pode ser obtida a partir do mapa isoietal da Figura 8.12; e

$\mu_{T,t}$ representa os quantis adimensionais de freqüência, de validade regional, associado à duração t e ao período de retorno T , conforme a Tabela 8.4.

Tabela 8.4 - Quantis adimensionais de freqüência para diversas durações de precipitação e tempos de retorno.

T (anos)	1,05	1,25	2	10	20	50	100	200	500	1000
t										
10 min	0,691	0,828	1,013	1,428	1,586	1,791	1,945	2,098	2,300	2,452
15 min	0,695	0,830	1,013	1,422	1,578	1,780	1,932	2,083	2,282	2,432
30 min	0,707	0,836	1,013	1,406	1,557	1,751	1,897	2,043	2,235	2,380
45 min	0,690	0,827	1,013	1,430	1,589	1,795	1,949	2,103	2,305	2,459
1 h	0,679	0,821	1,014	1,445	1,610	1,823	1,983	2,143	2,353	2,512
2 h	0,683	0,823	1,014	1,439	1,602	1,813	1,970	2,128	2,335	2,492
3 h	0,679	0,821	1,014	1,445	1,610	1,823	1,983	2,143	2,353	2,512
4 h	0,688	0,826	1,013	1,432	1,591	1,798	1,953	2,108	2,311	2,465
8 h	0,674	0,818	1,014	1,451	1,618	1,834	1,996	2,157	2,370	2,531
14 h	0,636	0,797	1,016	1,503	1,690	1,931	2,112	2,292	2,530	2,710
24 h	0,603	0,779	1,017	1,550	1,754	2,017	2,215	2,412	2,672	2,868

Observe que a inclusão da precipitação anual na equação 8.31 cumpre o objetivo de sintetizar a influência de dois fatores sobre as intensidades máximas de chuva. O primeiro deles refere-se às diferenças espaciais de umidade disponível para a origem e continuidade das ocorrências de precipitações intensas, indiretamente quantificadas pela variação dos totais anuais de chuva dentro da RMBH. O segundo, inerente ao próprio traçado e à conformação espacial do mapa isoietal da Figura 8.12, reflete as influências orográficas sobre a intensificação dos eventos intensos de precipitação.



Exercícios

(1) Os valores possíveis dos níveis d'água H (com relação ao nível médio), em cada um dos rios A e B, são : $H = -3, -2, -1, 0, 1, 2, 3, 6$ metros.

(a) Considere os seguintes eventos para o rio A : $A_1 = \{H_A > 0\}$, $A_2 = \{H_A = 0\}$ e $A_3 = \{H_A \leq 0\}$.

Faça uma lista dos pares possíveis de eventos disjuntos entre A_1 , A_2 e A_3 .

(b) Em cada rio considere os seguintes eventos

Nível médio : $M = \{-1 \leq H \leq 1\}$

Estiagem : $E = \{H < 1\}$

Cheia : $C = \{H > 1\}$

Ordene os pares (h_A, h_B) e identifique os pontos amostrais que definem os níveis d'água em A e B, respectivamente; por exemplo, $(3, -1)$ define a condição simultânea $h_A = 3$ e $h_B = -1$.

1. Determine os pontos amostrais para os eventos

$M_A \cap M_B$ e $(C_A \cup E_A) \cap M_B$.

2) No período de uma semana foram observados 3 dias chuvosos. Se a ocorrência de dias chuvosos é um evento independente, de quantas maneiras diferentes pode-se construir uma seqüência de 4 dias secos e 3 chuvosos ?

3) Se a ocorrência de um dia chuvoso é um evento independente com probabilidade 0,3, qual é a probabilidade

(a) de ocorrerem 3 dias chuvosos em 1 semana ?

(b) dos próximos 3 dias serem chuvosos ?

(c) de ocorrerem 3 dias consecutivos com chuva durante uma semana qualquer, com 4 dias sem chuva no restante da semana ?

4) O rio R perto da cidade C atinge ou supera o nível de cheia, a cada ano, com probabilidade de 0,2. Algumas partes da cidade são inundadas a cada ano com probabilidade 0,1. A observação mostra que quando o rio R se encontra em níveis de enchente, a probabilidade da cidade C ser inundada aumenta para 0,2.

(a) calcule a probabilidade de ocorrer enchente ou no rio ou na cidade;

(b) calcule a probabilidade de ocorrer enchentes tanto no rio como na cidade.

5) Se a função densidade de probabilidade de uma variável aleatória X é dada por $f(x) = c(1-x^2)$, $-1 \leq x \leq 1$ e c constante,

a) calcular o valor de c

b) determine a função de probabilidade acumulada de X .

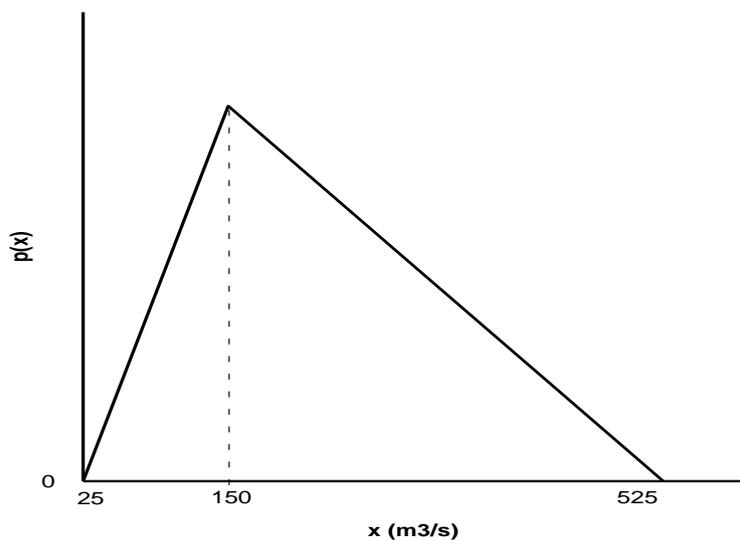
6) Dado que a função densidade de probabilidade das vazões de cheia anuais de uma determinada seção fluvial pode ser representada pela figura abaixo, pede-se calcular :

a) a ordenada da função densidade de probabilidade para a vazão $150 \text{ m}^3/\text{s}$

b) a probabilidade $P(x \leq 150)$

c) o período de retorno da vazão $350 \text{ m}^3/\text{s}$

d) a vazão com período de retorno 50 anos.



7) Calcule o período de retorno da cheia de projeto de um bueiro, sabendo-se que há uma chance de 5% de que ela seja igualada ou superada pelo menos uma vez nos próximos 5 anos.

8) Calcule a probabilidade de que ocorram

(a) exatamente duas cheias de tempo de retorno 10 anos num período de 30 anos;

(b) duas ou mais cheias de tempo de retorno 10 anos em 30 anos.

9) A função densidade de probabilidade da distribuição **exponencial** é

$$f_x(x) = \frac{1}{\theta} \exp\left(-\frac{x}{\theta}\right), \quad 0 \leq x < \infty$$

- a) prove que se trata de fato de uma função densidade de probabilidade
- b) prove que o valor esperado de X é θ
- c) prove que a variância de X é θ^2 .

10) A concentração média diária de um certo poluente, em um determinado trecho de rio, segue uma distribuição exponencial. A média amostral da concentração diária é 2 MG/m^3 .

- a) qual é a probabilidade de que a concentração do poluente exceda 6 MG/m^3 em um dia qualquer ?
- b) qual é a probabilidade de que a concentração exceda 6 mg/m^3 no máximo uma vez nos próximos 3 dias ?
- c) se a concentração é normalmente distribuída com a mesma média e variância, recalcule o item a.

11) Na tabela a seguir estão listadas as descargas médias diárias máximas anuais observadas em um determinado posto fluviométrico.

a) Ajuste uma distribuição de probabilidades **log-normal** à amostra pelo método dos fatores de frequência, plote os pontos e a reta de ajuste em papel apropriado e determine as vazões que serão igualadas ou excedidas em um ano qualquer, em média uma vez a cada 10, 50, 100 e 500 anos.

b) Suponha que se tenha que construir uma ponte no local, cujo tabuleiro deve ter cota mínima suficiente para permitir a passagem da cheia centenária. A equação da curva chave desse posto é $Q=10+40.h+15.h^2$, onde Q representa a vazão em m^3/s e h é a leitura da régua linimétrica em m. Determine a cota altimétrica mínima do tabuleiro da ponte.

Dados adicionais :

- cota do RN em relação às réguas : $6,321 \text{ m}$
- cota altimétrica do RN : $725,329 \text{ m}$

- fatores de frequência da distribuição normal :

T (anos)	2	10	50	100	500
k	0	1,282	2,054	2,326	2,879

Descargas Máximas Anuais :

Ano	Q (m ³ /s)	Ano	Q (m ³ /s)
45	810	57	933
46	724	58	355
47	288	59	339
48	462	60	660
49	919	61	511
50	810	62	349
51	469	63	501
52	390	64	630
53	588	65	442
54	271	66	328
55	500	67	568
56	460	68	730

12) Resolva o exercício 11 para as distribuição de Gumbel e Log-Pearson III e para os tempos de retorno 10, 50 e 100 anos.

13) Utilize os dados do anexo 8.3 para fazer os ajustes gráficos às distribuições Log-Normal e Gumbel.

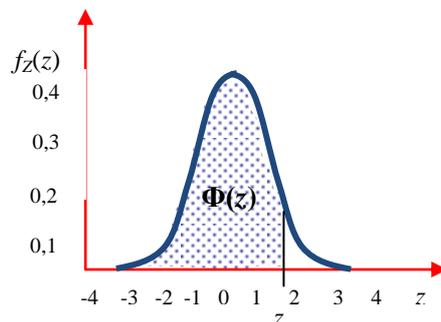
14) A equação de chuvas intensas da cidade de Curitiba é dada por :

$$i = \frac{5950T^{0,217}}{(t + 26)^{1,15}}, \text{ sendo } i \text{ em mm/h, } t \text{ em min e } T \text{ em anos.}$$

Plotar as curvas altura-duração-frequência e intensidade-duração-frequência para os períodos de recorrência de 2, 5, 10 e 50 anos e intervalos de duração de 10 minutos a 2 horas. Calcular a altura de chuva de 20 anos de recorrência e 1 hora de duração.

Anexo 8.1 - Tabela da Distribuição Normal

$$F_z(z) = \Phi(z) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} dz$$



z	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5606	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8585	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9137	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9279	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998

Anexo 8.2 - Papéis de Probabilidade

Anexo 8.3 - Exemplo de aplicação do método dos fatores de frequência

Rio São Francisco em Tres Marias

Vazões médias diárias máximas anuais afluentes ao reservatório (m³ /s)

Ano	Vazões (m ³ /s)	Vazões Decresc	<i>m</i>	Pos. Plotagem %	T. Retorno anos
39	3745	7121	1	97,87	47,00
40	2650	5379	2	95,74	23,50
41	3202	4776	3	93,62	15,67
42	2840	4646	4	91,49	11,75
43	4059	4634	5	89,36	9,40
44	3551	4379	6	87,23	7,83
45	3625	4144	7	85,11	6,71
46	3949	4059	8	82,98	5,87
47	3254	4014	9	80,85	5,22
48	2686	3949	10	78,72	4,70
49	4776	3919	11	76,60	4,27
50	2322	3793	12	74,47	3,92
51	2900	3769	13	72,34	3,62
52	3769	3759	14	70,21	3,36
53	1434	3745	15	68,09	3,13
54	1846	3710	16	65,96	2,94
55	2766	3625	17	63,83	2,76
56	2548	3551	18	61,70	2,61
57	3330	3430	19	59,57	2,47
58	2422	3427	20	57,45	2,35
59	1823	3330	21	55,32	2,24
60	2410	3265	22	53,19	2,14
61	3919	3254	23	51,06	2,04
62	2556	3208	24	48,94	1,96
63	4379	3202	25	46,81	1,88
64	3793	2926	26	44,68	1,81
65	4144	2930	27	42,55	1,74
66	4634	2840	28	40,43	1,68
67	3427	2766	29	38,30	1,62
68	3265	2760	30	36,17	1,57
69	2596	2686	31	34,04	1,52
70	2234	2650	32	31,91	1,47
71	1153	2596	33	29,79	1,42
72	4014	2567	34	27,66	1,38
73	2567	2556	35	25,53	1,34
74	2760	2548	36	23,40	1,31
75	2926	2422	37	21,28	1,27
76	2200	2410	38	19,15	1,24
77	3430	2345	39	17,02	1,21
78	3759	2322	40	14,89	1,18
79	5379	2234	41	12,77	1,15
80	3710	2200	42	10,64	1,12
81	2345	1846	43	8,51	1,09
82	4646	1823	44	6,38	1,07
83	7121	1434	45	4,26	1,04
84	3208	1153	46	2,13	1,02

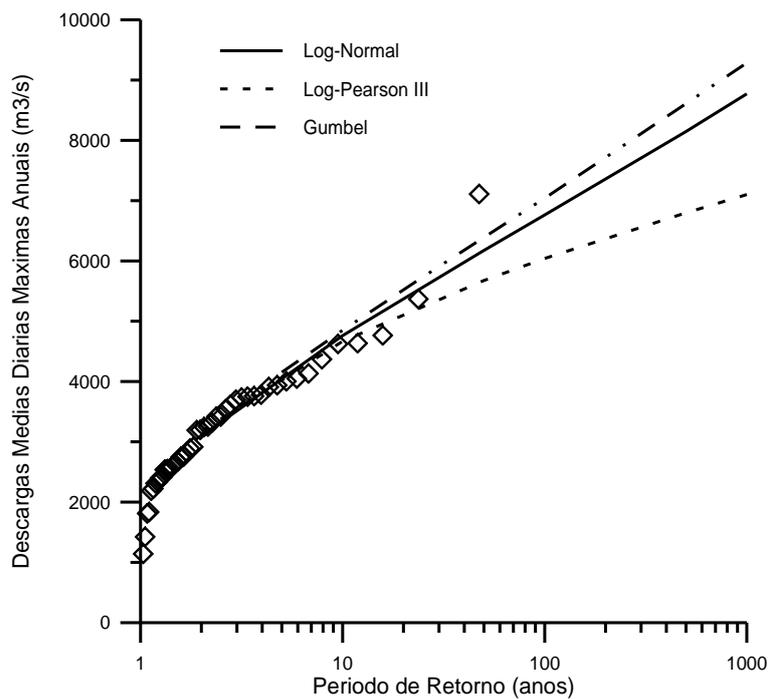
Características Amostrais :

Média das Vazões : 3262,43 Média dos Logaritmos Base 10 das Vazões : 3,490497
Desvio-Padrão das Vazões : 1073,55 Desvio-Padrão dos Log. das Vazões : 0,146020
Coeficiente de Assimetria das Vazões : 0,964 Coef. Assim Log. Vazões : -0,456038

Curvas QuantisXTempo de Retorno pelo Método dos Fatores de Frequência :

T (anos)	Log-Normal	Gumbel	Log-Pearson III
2	3094		3173
5		4152	
10	4761	4849	4667
20		5521	
25		5735	
50	6172	6390	5674
75		6771	
100	6763	7041	6041
500	8145		6797
1000	8773	9285	7101

Gráfico :



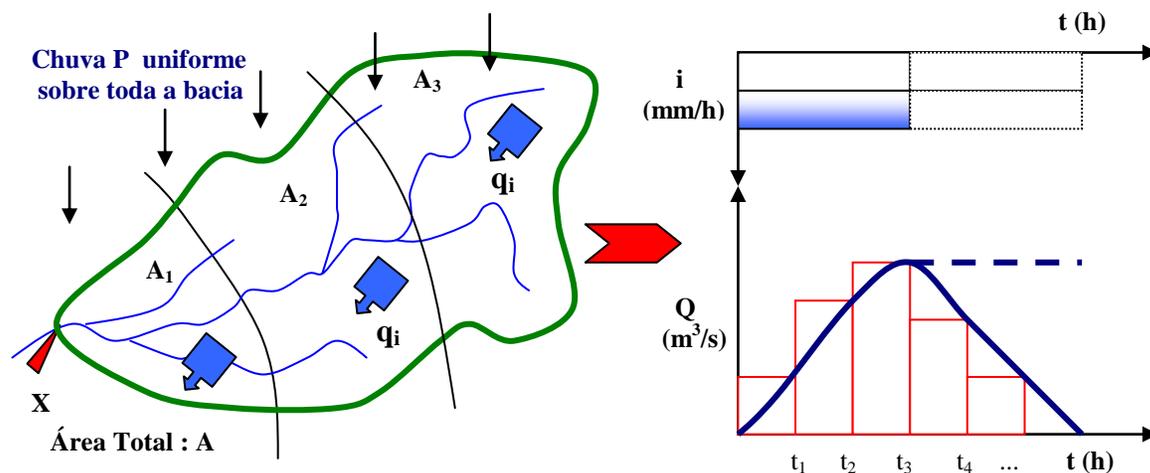
9. - VAZÕES DE ENCHENTES

9.1 - INTRODUÇÃO

As enchentes de um curso d'água, de magnitude e data de ocorrência aleatórias, provocam inundações, prejuízos, perdas de vidas e representam um grande risco para estruturas hidráulicas ali situadas. O estudo das vazões de enchentes é necessário para o dimensionamento de vertedouros de barragens, canais, bueiros, galerias de drenagem, seção de vazão de pontes, alturas de diques, determinação do volume de controle de cheias em barragens, bem como o planejamento da ocupação de planícies de inundação.

9.2 - HIDROGRAMA DE CHEIA

O escoamento superficial em uma bacia durante uma enchente, coloca em evidência as fases mais importantes do processo, concentrado em um curto período de algumas horas ou dias. De maneira muito simplificada, o mecanismo de formação do hidrograma de cheia pode ser resumido da seguinte forma:



- As áreas A_1 , A_2 e A_3 são delimitadas por linhas isócronas e correspondem a superfícies que concentram o escoamento em X, em tempos iguais t_1 , t_2 e t_3 .
- Considere uma superfície elementar, de vazão específica q_i , num intervalo de tempo t_i , nas superfícies isócronas, de modo que $q_i = i_i - f_i$, sendo i_i a intensidade média da chuva sobre a superfície elementar e f_i o conjunto das perdas por infiltração, evaporação e interceptação, no intervalo t_i .
- q_i é a chuva efetiva sobre a superfície elementar no intervalo t_i .

No intervalo t_1 : vazão média no ponto X: $Q_1 = q_1 \cdot A_1$

No intervalo t_2 : vazão média no ponto X: $Q_2 = q_2 \cdot A_1 + q_1 \cdot A_2$

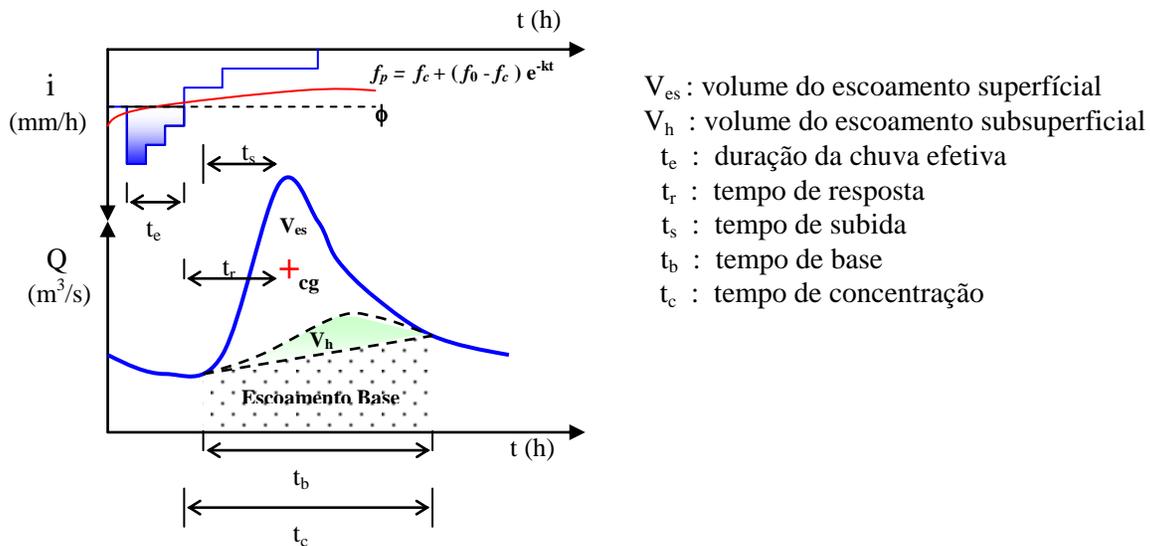
No intervalo t_3 : vazão média no ponto X: $Q_3 = q_3 \cdot A_1 + q_2 \cdot A_2 + q_1 \cdot A_3$

No intervalo t_4 : vazão média no ponto X: $Q_4 = q_3 \cdot A_2 + q_2 \cdot A_3$

No intervalo t_5 : vazão média no ponto X: $Q_5 = q_3 \cdot A_3$

No instante t_3 , o escoamento provém da totalidade da bacia e acontece o pico da enchente; um estado de equilíbrio se estabelece na bacia. O tempo necessário para se chegar a este ponto é o **TEMPO DE CONCENTRAÇÃO** da bacia. Neste ponto, se a chuva continua, o pico do hidrograma fica estacionário.

9.3 - COMPONENTES DE UM HIDROGRAMA DE CHEIA



Para se fazer a separação dos componentes do volume de um hidrograma, existem diversos métodos empíricos que vão desde a consideração de escoamento-base constante até a separação através da plotagem em papel semi-log (tempo em abscissa e $\log Q$ em ordenada, observando-se os pontos de “quebra” das retas de recessão dos escoamentos base e sub-superficial (ou hipodérmico). Estes pontos determinam V_{es} , V_h e o volume do escoamento base.

9.4 - MÉTODOS PARA A DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE CHEIA DE PROJETO

Podem ser classificados em 5 grupos principais:

- Fórmulas Empíricas
- Método “Racional”
- Método do Hidrograma Unitário
- Métodos Estatísticos
- Simulação hidrológica por modelos conceituais de precipitações máximas obtidas por métodos hidrometeorológicos.

A escolha do método depende de vários fatores :

- objetivo a ser alcançado (pode-se ter como fim não só a vazão máxima de projeto, mas também o hidrograma de projeto)
- os dados disponíveis
- a importância do projeto e suas conseqüências
- a superfície e as características da bacia.

D.M.Gray (em “Manuel dos Principes d’Hydrologie”) recomenda os seguintes métodos, de acordo com a área de drenagem da bacia :

ÁREA (km ²)	MÉTODO (S)
< 2,6	Método Racional
< 260	Método Racional, H.U. , métodos estatísticos
260 → 5200	H.U. , métodos estatísticos
> 5200	Métodos estatísticos, simulação

9.5 - FÓRMULAS EMPÍRICAS

Tentam estabelecer uma relação entre a vazão de pico e características físicas da bacia e/ou fatores climáticos. As principais relações são as seguintes:

a) Fórmula de Creager

$$Q = 1,30 \cdot k \left(\frac{A}{2,59} \right)^{0,936A^{-0,048}}$$

onde : A= área da bacia (km²)

k= depende das características fisiográficas da bacia

Q= vazão máxima em m³/s

b) Fórmula de Fuller

$$Q = 0,013 K \cdot A^{0,8} (1 + a \cdot \log T) (1 + 2,66 A^{-0,3})$$

onde : Q = vazão máxima em m³/s de T anos de recorrência

A = área em km²

T = tempo de retorno em anos

K = coeficiente que depende das características da bacia

a = coeficiente (a = 0,8 para os rios do leste dos E.U.A.)

* Tempo de Retorno : é o intervalo médio de anos, dentro do qual, um evento hidrológico (por exemplo, uma cheia de magnitude Q_0) é igualado ou superado em média uma vez, em um ano qualquer. Se P é a probabilidade desse evento ocorrer ou ser superado em um ano qualquer, tem-se a relação $T = 1 / P$.

9.6 - Método “Racional” [Mulvaney (Irlanda) em 1847]

$$Q = \frac{c \cdot i \cdot A}{3,6}$$

onde : Q = vazão de pico em m³/s

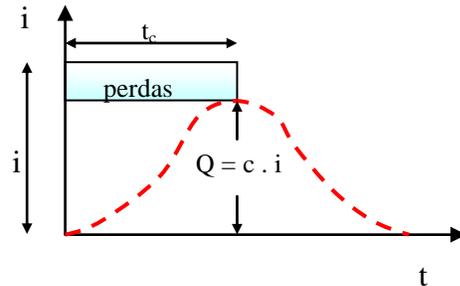
i = intensidade média da precipitação sobre toda a área drenada, **de duração igual ao tempo de concentração**. (mm/h)

A = área em km^2

c = coeficiente de escoamento, definido como a relação entre o pico de vazão por unidade de área e a intensidade média da chuva i .

A - Aplicação : Bacias de área menor que 5 km^2 , principalmente para projetos de drenagem pluvial. Por ser muito simplista, deve ser usado com precaução.

B - Princípio : Para uma **área de $3,6 \text{ km}^2$** , tem-se:



C - Escolha do coeficiente de escoamento c

Varia com a natureza da superfície da bacia, com sua declividade, com o armazenamento em depressão, com o grau de saturação e com a intensidade da precipitação.

C1 - Valores de c para áreas urbanas :

Tipo de Área	c
Plana ($\leq 2\%$), residencial com 30% de área impermeável	0,40
Declividade média (2 - 7%), residencial, 50% área imp.	0,65
Declividade média, centro comercial, 70% área impermeável	0,80

C2 - Valores de c para áreas rurais : ($c = 1 - \Sigma c'$)

Topografia	c'
Plana, 0,2 a 0,6 m/km	0,30
Moderada, 3 a 4 m/km	0,20
Montanhoso, 30 a 50 m/km	0,10

Solo	c'
Argila compacta, impermeável	0,10
Combinação de silte e argila	0,20
Silte-Arenoso não muito compactado	0,40

Cobertura Vegetal	c'
Terrenos cultivados	0,10
Densa	0,20

D - Estimativa do Tempo de Concentração t_c

Fórmula de Kirpich :

$$t_c = 0,0195 \cdot L^{0,77} \cdot \left(\frac{F}{L} \right)^{-0,385}$$

onde : t_c = tempo de concentração (min)

L = distância máxima do percurso da água (m)

F = diferença de altitude entre o ponto mais afastado da bacia e o exutório (m)

Obs.: existem diversas outras expressões empíricas para cálculo do tempo de concentração (detalhes em Freitas, A J., "Tempo de Concentração", A E Sudecap, 1984)

E - Limitações do Método “Racional”

- fornece somente a vazão de pico,
- não fornece o hidrograma,
- não leva em conta o armazenamento temporário da bacia,
- coeficiente c é suposto constante no tempo e no espaço,
- a relação chuva - vazão é suposta linear,
- a chuva é suposta homogênea sobre toda a bacia e constante no tempo.

F - Seqüência para o Método “Racional”

- a) Definição do tempo de recorrência T (drenagem pluvial de 10 a 25 anos)
- b) Determinação do tempo de concentração t_c
- c) Determinação da intensidade de chuva de T anos de retorno e de duração igual a t_c
- d) Determinação do coeficiente c

e) $Q = \frac{c \cdot i \cdot A}{3,6}$

9.7 - MÉTODO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO (L.K. Sherman em 1932)

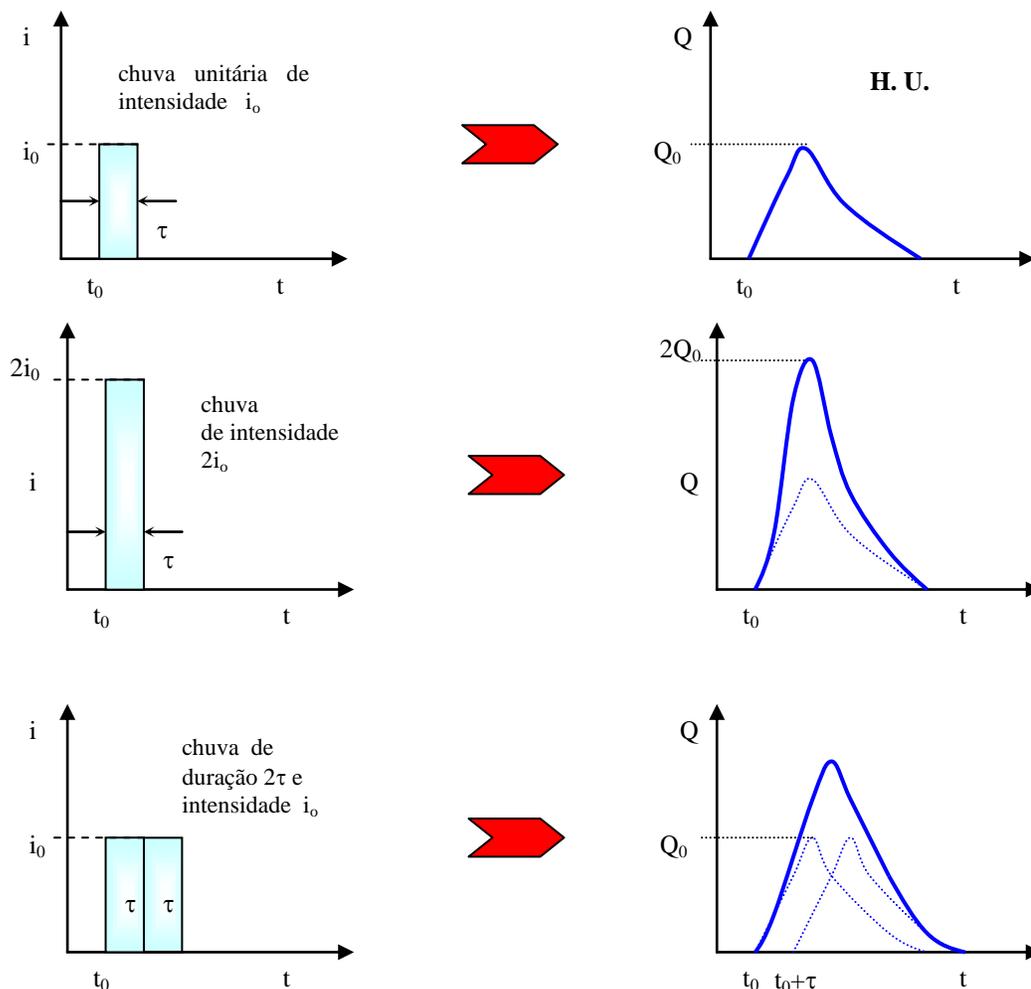
A teoria baseia-se na hipótese de que uma vez que as características físicas da bacia não se alterem, precipitações semelhantes produzirão hidrogramas semelhantes. O hidrograma unitário (H.U.) seria o hidrograma típico para a bacia. É chamado unitário porque suas ordenadas estão divididas por 1 mm (1 cm ou 1 pol) de **precipitação efetiva**.

A - Aspectos Teóricos

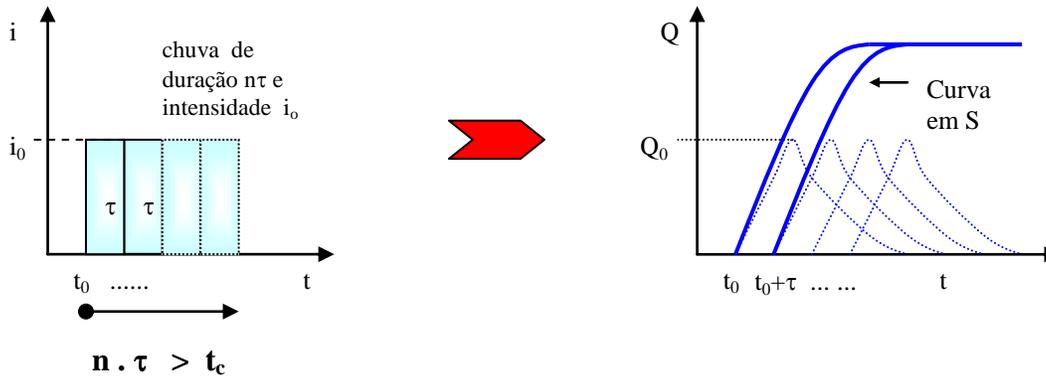
Uma chuva homogênea cobrindo a totalidade de uma bacia, de intensidade efetiva constante i_0 , de duração τ tal que a altura de precipitação ($\tau \cdot i_0$) seja igual a uma unidade pluviométrica, produz um hidrograma de forma e de vazões características, quando a sua duração é suficientemente pequena ($\tau < t_c$). Esta precipitação é chamada “unitária”, de duração τ , e o hidrograma resultante é o “hidrograma unitário”, de duração τ .

$$i_0 = [(1 \text{ unidade de precipitação}) / (\text{intervalo de tempo } \tau)]$$

exemplos: cm/hora, pol/dia, mm/(0,5 h), pol/(2 h)



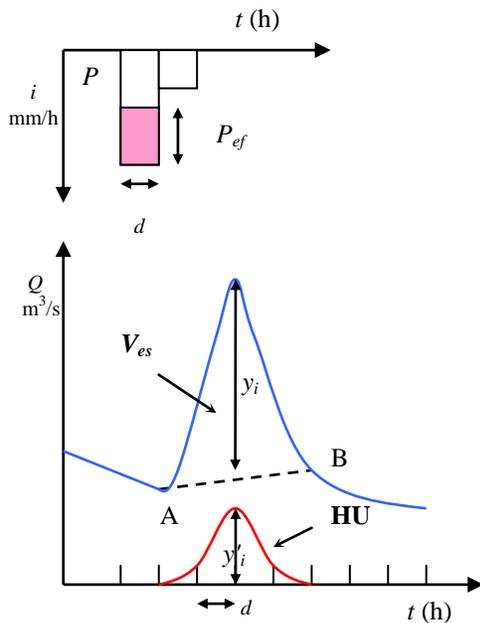
Observa-se, portanto as propriedades de superposição e linearidade do hidrograma unitário. Se uma chuva homogênea de intensidade i_0 durasse indefinidamente, a enchente produzida tenderia a um máximo (**CURVA EM S**), a partir do momento em que a duração da chuva ultrapassasse o tempo de concentração.



A diferença entre duas curvas em S defasadas de τ , fornece o hidrograma unitário.

O H.U. teoricamente tem uma forma única para uma dada bacia, e pode ser visto como um impulso unitário em um sistema linear. A duração da chuva unitária deve ser escolhida entre 1/2 e 1/3 do tempo de resposta da bacia.

B – Roteiro de cálculo do H.U. para uma chuva isolada simples:



ROTEIRO :

1-Escolhe-se uma ou várias chuvas isoladas de duração unitária e os hidrogramas observados correspondentes.

2-Faz-se a separação do volume de escoamento superficial. (linha AB obtida pela separação empírica do escoamento base)

3-Calcula-se o volume de escoamento superficial V_{es} em m^3 . (área da curva acima de AB)

4-Calcula-se o volume da precipitação total sobre a bacia em m^3 , ou seja :

$$V_p = P \text{ (mm)} \times 10^{-3} \times A \text{ (km}^2\text{)} \times 10^6$$

5-Calcula-se o coeficiente médio de escoamento superficial (C).

$$C = \frac{V_{es}}{V_p}$$

6-Calcula-se a chuva efetiva $P_{ef} = C \cdot P$

7-Calculam-se as ordenadas do H.U.

$$y'_i = \frac{y_i}{P_{ef}} \left(\frac{m^3 / s}{mm} \right)$$

(observar que as ordenadas devem ser separadas entre si pela duração d)

8-Obtidos diversos H.U.'s para vários eventos, calcula-se a curva em S para cada um deles e obtém-se a **curva em S média**. Essa, defasada de uma duração unitária e subtraída de si mesma, fornecerá o H.U. médio. Esse procedimento pode ser usado para se obter o H.U. para chuvas unitárias de outras durações.

C - Cálculo do Hidrograma de Projeto a partir do H.U.

Tendo-se obtido as ordenadas de H.U. para uma dada duração, o cálculo do hidrograma de projeto pode ser assim resumido :

- Determina-se a chuva de projeto :
(\pm em torno de $10d$ de duração) $\left\{ \begin{array}{l} - \text{ pelo método probabilístico ou} \\ - \text{ pela curva IDF local ou} \\ - \text{ pelo cálculo hidrometeorológico} \end{array} \right.$
- Distribui-se a chuva de projeto em períodos unitários, utilizando-se para isso, por exemplo, os eventos observados típicos ou os hidrogramas de projeto
- Calcula-se a chuva efetiva através do índice ϕ médio.
- Faz-se a convolução do H.U., multiplicando-se suas ordenadas, devidamente defasadas para os períodos unitários, pela chuva efetiva; obtém-se, assim, o **hidrograma de projeto**.

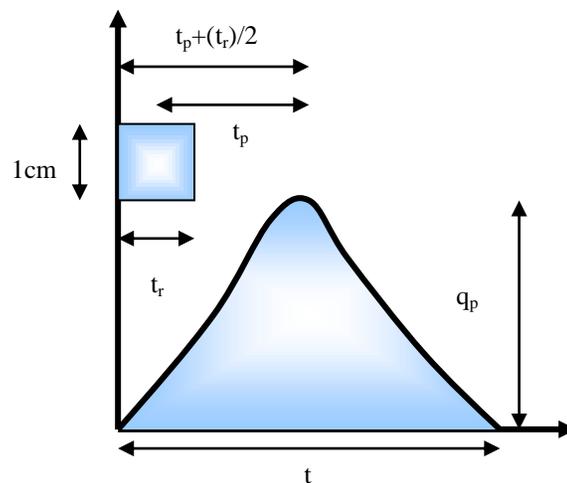
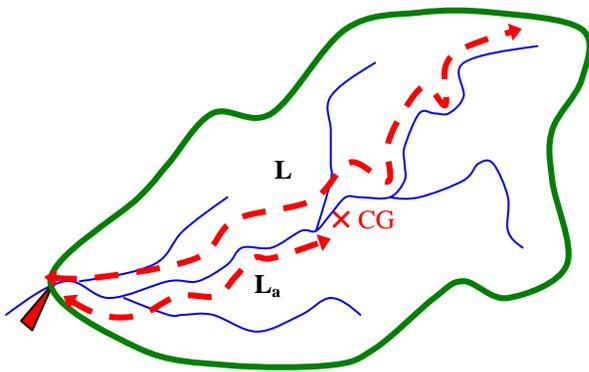
D - Limitações do Método do H.U.

- as precipitações devem ser homogêneas
- a área da bacia deve estar toda coberta pela precipitação
- as características físicas do ponto de vista do escoamento devem ser as mesmas

Recomenda-se o método do H.U. para bacias de até cerca de 5000 km^2 .

9.8 - HIDROGRAMA UNITÁRIO SINTÉTICO (H.U.S.)

Freqüentemente, em hidrologia, defronta-se com o problema da falta de dados, o que nos impede a determinação de H.U. para aquela bacia. Nesse caso, pode-se recorrer aos hidrogramas unitários sintéticos, os quais se prestam a aplicações em projetos de pequenas obras hidráulicas. Exemplo: H.U.S. de Snyder (estudo feito para a região dos Montes Apalaches, nos EUA)



$$t_p = \frac{C_t}{1,33} \cdot (L \cdot L_a)^{0,3}$$

$$t_r = \frac{t_p}{5,5}$$

$$q_p = \frac{2,76 \cdot C_p \cdot A}{t_p}$$

$$t = 3 + \frac{t_p}{8}$$

onde:

t_p - tempo de resposta em horas

C_t - coeficiente entre 0,8 e 2,2. Exemplo: bacias montanhosas : $C_t = 1,20$
 bacias em sopé de montanhas : $C_t = 0,74$
 bacias em vales : $C_t = 0,35$

L - comprimento do curso principal em km,

L_a - distância do ponto do rio principal mais próximo do centro geométrico da bacia até a sua saída em km,

t_r - duração da precipitação efetiva em horas,

q_p - vazão de pico do H.U.S. em $(m^3/s)/cm$ de chuva efetiva,

C_p - coeficiente entre 0,56 e 0,69 , característico da bacia (de modo geral diminui com a densidade de vegetação),

A - área de drenagem em km^2 ,

t - tempo base em dias.

Exercício 1 : Determinar o H.U. de 6 horas para uma bacia de $2.236 km^2$ a partir das observações tabeladas abaixo.

Precipitação Observada:

Hora	P (mm)
0 - 6	66,4
6 - 12	12,1
12 - 18	3,6
18 - 24	0,0

Total = 82,1 mm

Vazões Observadas :

Hora	Q (m^3/s)	Q_{base} (m^3/s)	$Q - Q_{base}$ (m^3/s)	$(Q - Q_{base}) \div P_{ef}$
0	120	120	0	0
6	132	120	12	1,6
12	141	121	20	2,5
18	161	121	40	5,1
24	162	122	40	5,1
30	205	122	83	10,5
36	204	123	81	10,3
42	201	123	78	9,9
48	214	124	90	11,4
54	186	124	62	7,9
60	173	125	48	6,1
66	173	125	48	6,1
72	163	125	38	4,8
78	158	126	32	4,1
84	158	126	32	4,1
90	150	127	23	2,9
96	142	127	15	1,9
102	145	128	17	2,2
108	144	128	16	2,0
114	149	129	20	2,5
120	142	129	13	1,6
126	139	130	9	1,1
132	130	130	0	0
			$\Sigma = 817$	103,55

H.U.
↓

Cálculo do V_{es} : $\Sigma (Q - Q_{base}) \times 6 \text{ horas} \times 3600 \text{ seg.} = 17,6472 \times 10^6 \text{ m}^3$

Cálculo da P_{ef} : $P_{ef} = \frac{V_{es}}{A} \text{ (m)} \rightarrow \text{mm}$

$$P_{ef} = \frac{17,6472 \times 10^6}{2.236,0 \times 10^6} = 0,00789 \text{m} = 7,89 \text{mm}$$

Exercício 2 - Suponha que o H.U. para uma chuva de 2 horas seja o da tabela abaixo. Calcule a área de drenagem da bacia.

t(h)	2	4	6	8	10	12	14	16	18
m ³ /s.mm	1	5	27	20	15	9	3	2	1

Solução :

$$\Sigma y'_i = 83 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow V_{es} = 83 \times 2 \times 3600 = 597600 \text{ m}^3$$

Para o H.U. $\Rightarrow P_{ef} = 1 \text{mm}$

Como $P_{ef} = \frac{V_{es}}{A} 10^{-3} \Rightarrow A = \frac{V_{es}}{1} 10^{-3} \therefore A = 597,6 \text{ km}^2$

Exercício 3 - O H.U. de 2 horas para uma dada bacia é o do exercício 2. Calcule o hidrograma correspondente à chuva de projeto, tabelada abaixo, se o índice ϕ médio é 2,5 mm/h e se o escoamento base é constante e igual a 5 m³/s.

Chuva de Projeto :

Intervalo i	Tempo (horas)	P(mm)	P_{ef} (mm)
1	2	10	5
2	4	20	15
3	6	15	10
4	8	5	0

Solução :

t	HU	$HU \times P_{ef} (i=1)$	$HU \times P_{ef} (i=2)$	$HU \times P_{ef} (i=3)$	Q_{base}	Q (m ³ /s)
2	1	5×1	--	--	5	10
4	5	5×5	15×1	--	5	45
6	27	5×27	15×5	10×1	5	225
8	20	5×20	15×27	10×5	5	560
10	15	5×15	15×20	10×27	5	650
12	9	5×9	15×15	10×20	5	475
14	3	5×3	15×9	10×15	5	305
16	2	5×2	15×3	10×9	5	150
18	1	5×1	15×2	10×3	5	70
20	--	--	15×1	10×2	5	40
22	--	--	--	10×1	5	15

9.9 - MÉTODOS ESTATÍSTICOS

9.9.1.- PRINCIPAIS DISTRIBUIÇÕES DE VARIÁVEIS ALEATÓRIAS CONTÍNUAS UTILIZADAS EM HIDROLOGIA

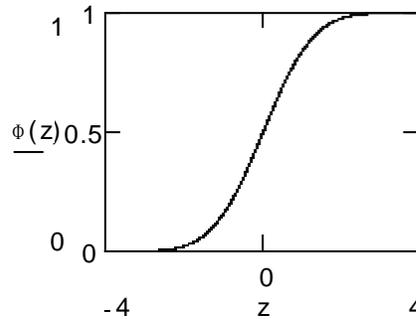
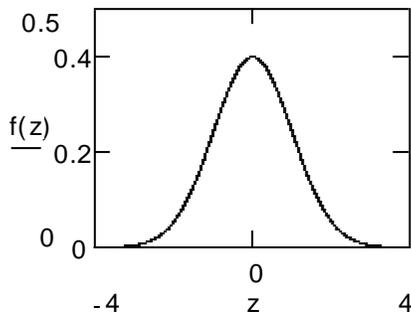
A - Normal (simétrica, parâmetros: μ e σ)

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}(x-\mu)^2/\sigma^2} \quad -\infty < x < \infty$$

$$\text{com : } z = \frac{x-\mu}{\sigma} \Rightarrow f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{z^2}{2}} \Rightarrow \Phi(z) = \int_{-\infty}^z f(z) dz$$

variável central reduzida

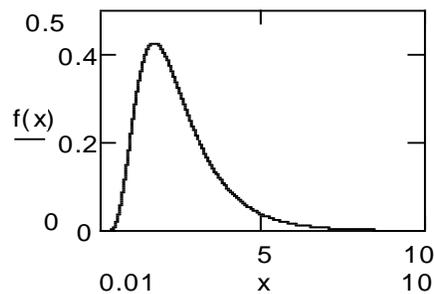
Distribuição Normal $N(0,1)$



B - Log-Normal (assimétrica, parâmetros: μ_Y e σ_Y , sendo $Y = \log_{10} X$ ou $Y = \ln X$)

É a distribuição normal dos logaritmos de X ou de $(X-a)$

Gráfico-exemplo para o caso $\mu_Y = 0,75$ e $\sigma_Y^2 = 0,25$:

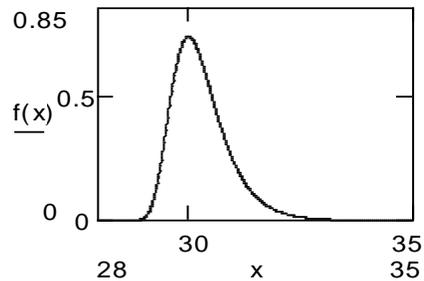


C - Gumbel (assimétrica, parâmetros: a e b)

$$F(x) = \exp. [-e^{-(x-a)/b}] \quad , \quad \text{com } x \geq a \quad \text{e } b > 0$$

$$a = \mu - 0,5772 b \quad \text{e} \quad b = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \sigma$$

Gráfico-exemplo para o caso $\alpha=2$ e $\beta=30$:



D - Log-Gumbel ou Fréchet (assimétrica, parâmetros: a_Y e b_Y , $Y=\log_{10} X$ ou $\ln X$)

É a distribuição de Gumbel do logaritmos de X

E - Pearson III (assimétrica, parâmetros : a, b e c)

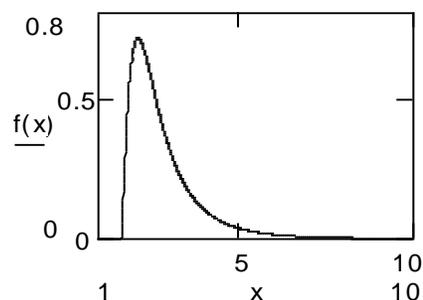
$$f_x(x) = \frac{1}{a\Gamma(b)} \left(\frac{x-c}{a}\right)^{b-1} \exp\left(-\frac{x-c}{a}\right)$$

$$\mu = c + ab \quad \sigma^2 = a^2 b \quad \text{e} \quad \gamma_Y = \frac{2}{\sqrt{b}}$$

F - Log - Pearson III (assimétrica, parâmetros a, b e c aplicados a $Y=\log_{10} X$ ou $\ln X$)

É a distribuição de Pearson III do logaritmos de X.

Gráfico-exemplo para o caso $a=0,2, b=2,5$ e $c=0,5$:



O emprego dessas distribuições em Hidrologia varia de acordo com a variável em estudo :

- Normal : aplica-se a vazões médias e totais de chuvas anuais.
- Log - Normal : vazões médias e totais de chuvas anuais e mensais, vazões máximas anuais, vazões máximas mensais.
- Gumbel : vazões máximas anuais e mensais, chuvas diárias máximas anuais e mensais
- Outras : vazões máximas e chuvas diárias máximas anuais.

9.9.2 - DEFINIÇÕES

A - Tempo de Retorno - T

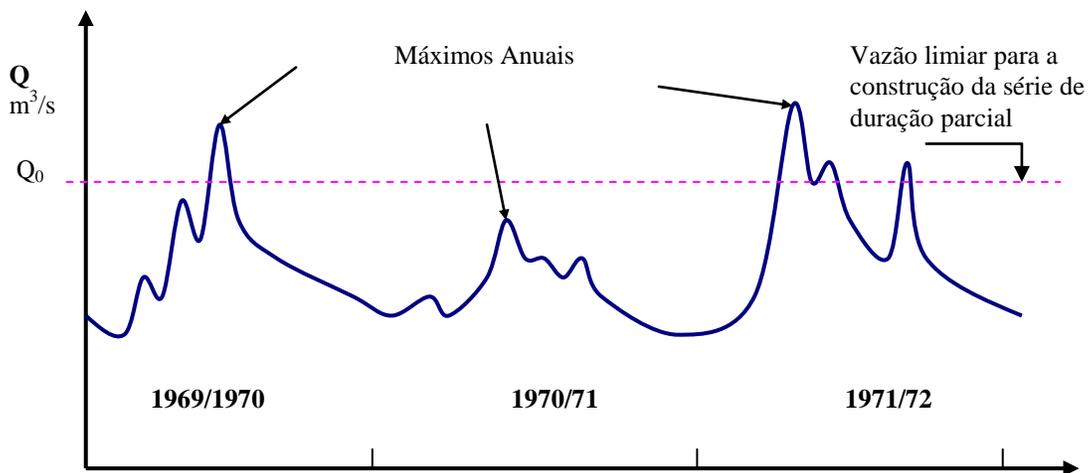
Definição : É o intervalo de tempo médio em anos em que um evento hidrológico (exemplo: a descarga de $500 \text{ m}^3/\text{s}$) será igualado ou superado uma vez, em um ano qualquer.

Se F é a probabilidade anual de que $x \leq 500$ então $T(x \geq 500) = \frac{1}{1-F}$

B - Séries de Descargas

Os dados de descarga média diária são geralmente apresentados em ordem cronológica. Esses dados originais representam a série de duração completa. A experiência mostra que a maioria desses dados originais não têm significado prático na análise de eventos extremos, porque não são representativos das situações críticas (e. g.: enchentes) que ocorrem em espaços de tempo curto. Para esse tipo de análise, extraem-se da série de duração completa duas outras séries de dados :

- a série de duração parcial que é aquela composta de valores maiores que um certo valor base Q_0 , e
- a série de valores extremos que é aquela composta do maior valor de descarga ocorrido em um ano hidrológico, para os n anos da amostra. É chamada também de série de máximos anuais.



9.9.3 - ANÁLISE DE FREQUENCIA DE EVENTOS MÁXIMOS ANUAIS

A análise convencional de frequência de uma variável aleatória, da qual se conhece uma amostra e a distribuição de probabilidades da população de onde a amostra foi retirada, consiste em **estimar os parâmetros** populacionais a partir dos dados observados e, em seguida, estimar os **quantis** X_T para o tempo de retorno desejado. Usualmente, utiliza-se para isso o **método dos momentos**, no qual as características amostrais como média, variância e coeficiente de assimetria são igualadas às correspondentes características

populacionais. Como essas são funções dos parâmetros da distribuição, as estimativas desses podem ser obtidas a partir das características amostrais mencionadas. No caso de fenômenos hidrológicos, principalmente os referentes a eventos máximos, a distribuição de probabilidades da população não é conhecida; tem-se somente uma amostra de dados observados. Esse fato leva à proposição de modelos probabilísticos, ou sejam distribuições teóricas de probabilidade, às quais, em função de suas características de assimetria e de existência de limites inferiores ou superiores no domínio de definição da variável aleatória, se atribuem propriedades de modelarem fenômenos hidrológicos.

A - AJUSTAMENTO GRÁFICO

- coleta-se a série de máximos anuais; se o tamanho da amostra é n , então a série será constituída por n elementos;
- classifica-se a série em ordem decrescente; por exemplo, se m_i representa o número de ordem, então $m_1=1$ corresponde ao maior valor da série e $m_n=n$ corresponde ao menor;
- calcula-se para cada vazão ordenada Q_i a **probabilidade empírica** $P(Q \leq Q_i)$, também chamada de **posição de plotagem**, através da fórmula de Weibull :

$$P(Q_i) = 1 - \frac{m_i}{n+1}; \quad m_i = 1, 2, \dots, n$$

- por definição, o tempo de retorno empírico de cada vazão é dado por

$$T(Q_i) = \frac{1}{1 - P(Q_i)}$$

- analogamente ao processo de construção de um papel em escala logarítmica, podem ser construídos também papéis de probabilidade, correspondente a uma dada função de probabilidades acumuladas. O processo consiste em intercambiar a imagem e o domínio da função, alterando uma escala linear, de forma a que o gráfico da expressão analítica da respectiva função, na escala transformada, seja uma reta. Os principais papéis de probabilidade existentes são os correspondentes às distribuições normal, log-normal e Gumbel . O passo seguinte consiste em lançar em um papel de probabilidade apropriado os pontos $P(Q_i)$ ou $T(Q_i)$ em abscissas e Q_i em ordenadas;
- em seguida, ajusta-se “a sentimento” uma reta (ou curva se o papel de probabilidade não corresponde à função analítica desejada) aos pontos $[Q_i, P(Q_i)]$;
- finalmente, extrapola-se a reta (ou curva) para o tempo de retorno desejado.

B - AJUSTAMENTO ANALÍTICO PELO MÉTODO DOS FATORES DE FREQUÊNCIA

O método dos fatores de frequência é uma generalização do cálculo da curva *quantis* (Q_T) x *tempo de retorno* T . A proposição é que a curva quantis x tempo de retorno de qualquer distribuição pode ser colocada na forma

$$x_T = \mu + K_T^D \sigma$$

onde μ e σ são a média e o desvio-padrão populacionais e K_T^D é o fator de frequência, que depende da distribuição D , em questão, e do tempo de retorno T . Estimando-se os momentos populacionais pelos amostrais, tem-se

$$\hat{x}_T = \bar{X} + K_T^D S_X \text{ com } \bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \text{ e } S_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}$$

Método dos Fatores de Frequência para a Log-Normal 2 parâmetros

- faz-se a transformação de variáveis $Y_i = \ln(Q_i)$ ou $\log(Q_i)$;
- calcula-se \bar{Y} e S_Y ;
- $Y_T = \bar{Y} + K_T^N S_Y$ onde K_T^N representa o fator de frequência da distribuição normal e é igual ao quantil da variável central reduzida $Z \sim N(0,1)$, correspondente a T ; e
- calculado Y_T , a vazão Q_T , de tempo de retorno T , é $Q_T = 10^{Y_T}$ ou $Q_T = \exp(Y_T)$, dependendo da transformação de variável utilizada.
- alguns valores de K_T^N :

T (anos)	K_T^N
2	0
10	1,282
50	2,054
100	2,326
500	2,879

Método dos Fatores de Frequência para Gumbel

- $Q_T = \bar{Q} + K_T^G S_Q$;
- K_T^G varia com o tempo de retorno T e o tamanho da amostra n . Os valores do fator de frequência encontram-se na Tabela a seguir.

Tabela - Fatores para a Distribuição de Gumbel.

<i>n</i>	<i>T=5</i>	<i>T=10</i>	<i>T=15</i>	<i>T=20</i>	<i>T=25</i>	<i>T=50</i>	<i>T=75</i>	<i>T=100</i>	<i>T=1000</i>
15	0,967	1,703	2,117	2,410	2,632	3,321	3,721	4,005	6,265
20	0,919	1,625	2,023	2,302	2,517	3,179	3,563	3,836	6,006
25	0,888	1,575	1,963	2,235	2,444	3,088	3,463	3,729	5,842
30	0,866	1,541	1,922	2,188	2,393	3,026	3,393	3,653	5,727
35	0,851	1,516	1,891	2,152	2,354	2,979	3,341	3,598	
40	0,838	1,495	1,866	2,126	2,326	2,943	3,301	3,554	5,576
45	0,829	1,478	1,847	2,104	2,303	2,913	3,268	3,520	
50	0,820	1,466	1,831	2,086	2,283	2,889	3,241	3,491	5,478
55	0,813	1,455	1,818	2,071	2,267	2,869	3,219	3,467	
60	0,807	1,446	1,806	2,059	2,253	2,852	3,200	3,446	
65	0,801	1,437	1,796	2,048	2,241	2,837	3,183	3,429	
70	0,797	1,430	1,788	2,038	2,230	2,824	3,169	3,413	5,359
75	0,792	1,423	1,780	2,029	2,220	2,812	3,155	3,400	
80	0,788	1,417	1,773	2,020	2,212	2,802	3,145	3,387	
85	0,785	1,413	1,767	2,013	2,205	2,793	3,135	3,376	
90	0,782	1,409	1,762	2,007	2,198	2,785	3,125	3,367	
95	0,780	1,405	1,757	2,002	2,193	2,777	3,116	3,357	
100	0,779	1,401	1,752	1,998	2,187	2,770	3,109	3,349	5,261
∞	0,719	1,305	1,635	1,866	2,044	2,592	2,911	3,137	4,936

Método dos Fatores de Frequência para Log-Pearson III

- faz-se a transformação de variáveis $Y_i = \ln(Q_i)$ ou $\log(Q_i)$;
- calculam-se \bar{Y} e S_Y ;
- $Y_T = \bar{Y} + K_T^{LP} S_Y$, onde K_T^{LP} é o fator de frequência correspondente a T ;
- se o coeficiente de assimetria amostral g_Y estiver compreendido entre -1 e 1, K_T^{LP} pode ser calculado em função de K_T^N pela transformação de Wilson-Hilferty, dada por

$$K_T^{LP} = \frac{2}{g_Y} \left\{ \left[\left(K_T^N - \frac{g_Y}{6} \right) \frac{g_Y}{6} + 1 \right]^3 - 1 \right\}$$

- se $g_Y > 1$ ou $g_Y < -1$, recomenda-se a consulta às tabelas existentes na bibliografia complementar citada;
- calculado Y_T , a vazão Q_T , de tempo de retorno T , é $Q_T = 10^{Y_T}$ ou $Q_T = \exp(Y_T)$, dependendo da transformação de variável utilizada.

Um exemplo de aplicação do método dos fatores de frequência a várias distribuições de probabilidade acha-se descrito no exercício a seguir.

Exercício - Exemplo de aplicação do método dos fatores de frequência para as vazões médias diárias máximas anuais (naturais e reconstituídas), em m³/s, do Rio São Francisco, afluentes ao reservatório de Três Marias.

Ano Hidrológico	Vazões (m ³ /s)	Vazões em ordem decrescente	<i>m</i>	Pos. Plotagem % 100[1- <i>m</i> /(<i>n</i> +1)]	T. Retorno anos
39	3745	7121	1	97,87	47,00
40	2650	5379	2	95,74	23,50
41	3202	4776	3	93,62	15,67
42	2840	4646	4	91,49	11,75
43	4059	4634	5	89,36	9,40
44	3551	4379	6	87,23	7,83
45	3625	4144	7	85,11	6,71
46	3949	4059	8	82,98	5,87
47	3254	4014	9	80,85	5,22
48	2686	3949	10	78,72	4,70
49	4776	3919	11	76,60	4,27
50	2322	3793	12	74,47	3,92
51	2900	3769	13	72,34	3,62
52	3769	3759	14	70,21	3,36
53	1434	3745	15	68,09	3,13
54	1846	3710	16	65,96	2,94
55	2766	3625	17	63,83	2,76
56	2548	3551	18	61,70	2,61
57	3330	3430	19	59,57	2,47
58	2422	3427	20	57,45	2,35
59	1823	3330	21	55,32	2,24
60	2410	3265	22	53,19	2,14
61	3919	3254	23	51,06	2,04
62	2556	3208	24	48,94	1,96
63	4379	3202	25	46,81	1,88
64	3793	2926	26	44,68	1,81
65	4144	2930	27	42,55	1,74
66	4634	2840	28	40,43	1,68
67	3427	2766	29	38,30	1,62
68	3265	2760	30	36,17	1,57
69	2596	2686	31	34,04	1,52
70	2234	2650	32	31,91	1,47
71	1153	2596	33	29,79	1,42
72	4014	2567	34	27,66	1,38
73	2567	2556	35	25,53	1,34
74	2760	2548	36	23,40	1,31
75	2926	2422	37	21,28	1,27
76	2200	2410	38	19,15	1,24
77	3430	2345	39	17,02	1,21
78	3759	2322	40	14,89	1,18
79	5379	2234	41	12,77	1,15
80	3710	2200	42	10,64	1,12
81	2345	1846	43	8,51	1,09
82	4646	1823	44	6,38	1,07
83	7121	1434	45	4,26	1,04
84	3208	1153	46	2,13	1,02

Características Amostrais :

Média das Vazões : 3262,43 Média dos Logaritmos Base 10 das Vazões : 3,490497

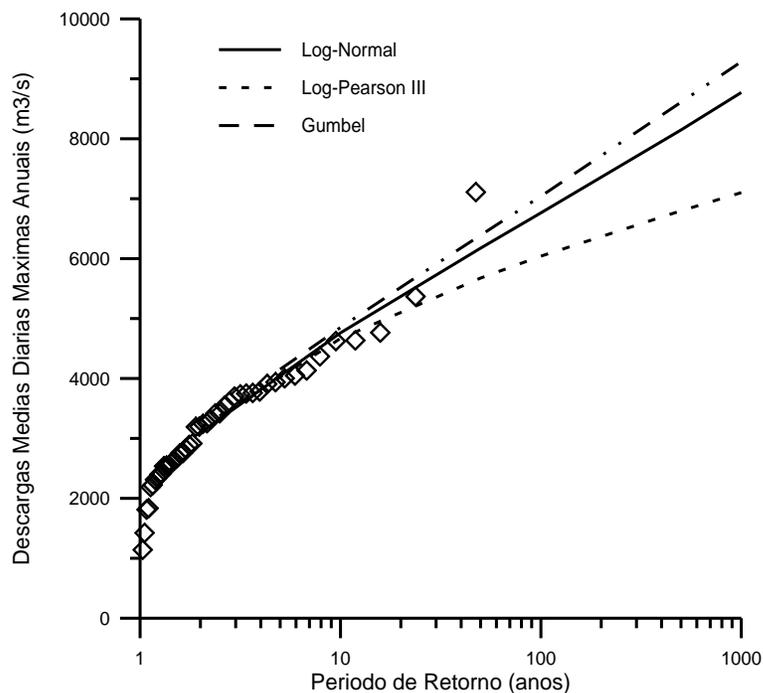
Desvio-Padrão das Vazões : 1073,55 Desvio-Padrão dos Log. das Vazões : 0,146020

Coeficiente de Assimetria das Vazões : 0,964 Coef. Assim Log. Vazões : -0,456038

Curvas QuantisXTempo de Retorno pelo Método dos Fatores de Frequência :

T (anos)	Log-Normal	Gumbel	Log-Pearson III
2	3094		3173
5		4152	
10	4761	4849	4667
20		5521	
25		5735	
50	6172	6390	5674
75		6771	
100	6763	7041	6041
500	8145		6797
1000	8773	9285	7101

Gráfico :



C - ESCOLHA DA DISTRIBUIÇÃO

Não existe um critério objetivo que permita a escolha da distribuição teórica a adotar. Deve-se fazer os ajustamentos a diversas distribuições e escolher aquela cujos resultados pareçam melhores, em função principalmente:

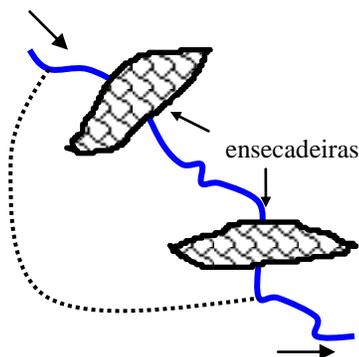
- do exame do valor do coeficiente de assimetria de Q e $\log Q$,
- da inspeção visual, em papel de probabilidade, da aderência dos pontos à curva teórica,
- da aderência estatística à amostra (testes do χ^2 e de Kolmogorov-Smirnov), e
- da frequência de uso de uma certa distribuição na região em estudo.

D - ESCOLHA DO PERÍODO DE RETORNO PARA A CHEIA DE PROJETO

A probabilidade de uma cheia ocorrer ou ser ultrapassada num ano qualquer é $(1/T)$ e a de não ocorrer é $F = 1 - (1/T)$. A probabilidade ou o **RISCO** de ocorrer pelo menos uma cheia que se iguale ou exceda aquela de tempo de retorno T num intervalo de tempo de n anos é $J = 1 - F^n$. Dessa forma, pode-se determinar qual é o período de retorno a ser utilizado no projeto de uma obra hidráulica, sabendo-se a sua **VIDA ÚTIL PROVÁVEL** e escolhendo-se o **RISCO** admissível de falha.

RISCO	VIDA ÚTIL			
	1	10	25	50
0,01	100	910	2440	5260
0,10	10	95	238	460
0,25	4	35	87	175
0,50	2	15	37	72
0,75	1,3	8	18	37
0,99	1,01	2,7	6	11

Exercício : Na construção da UHE Nova Ponte, cuja duração foi de 5 anos, o Rio Araguari foi desviado por dois túneis escavados em rocha. Qual foi o período de retorno da cheia de projeto desses túneis, admitindo-se um risco de 10% para a proteção do canteiro de obras ?



Solução :

duração da obra : $n=5$ anos

risco : $R(x) = 0,10$

$T(x) = ?$

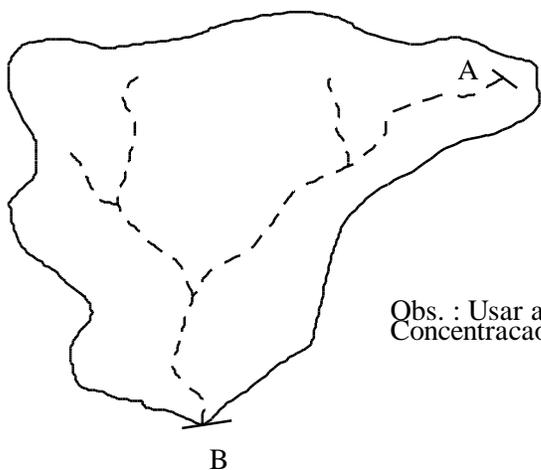
$$R(x) = 1 - \left[1 - \frac{1}{T(x)} \right]^5 = 0,10 \cdot T(x) = 47,6 \approx 50 \text{ anos}$$

Tabela - Tempos de Retorno para o Projeto de Estruturas Hidráulicas

Estrutura Hidráulica	Tempo de Retorno (anos)
<i>Bueiros Rodoviários</i>	
- tráfego baixo	5-10
- tráfego intermediário	10-25
- tráfego alto	50-100
<i>Pontes Rodoviárias</i>	
- estradas secundárias	10-50
- estradas principais	50-100
<i>Drenagem Urbana</i>	
- galerias de pequenas cidades	2-25
- galerias de grandes cidades	25-50
- canalização de córregos	50-100
<i>Diques e Muros de Contenção</i>	
- área rural	2-50
- área urbana	50-200
<i>Barragens</i>	
- sem risco de perda de vidas humanas	200-1000
- com risco	10000

Exercícios

1) Empregando o método racional, calcular a vazão de dimensionamento de período de recorrência 10 anos de um bueiro na seção indicada na figura abaixo.

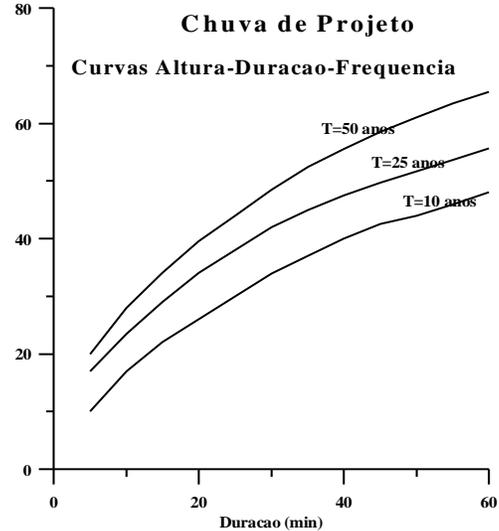
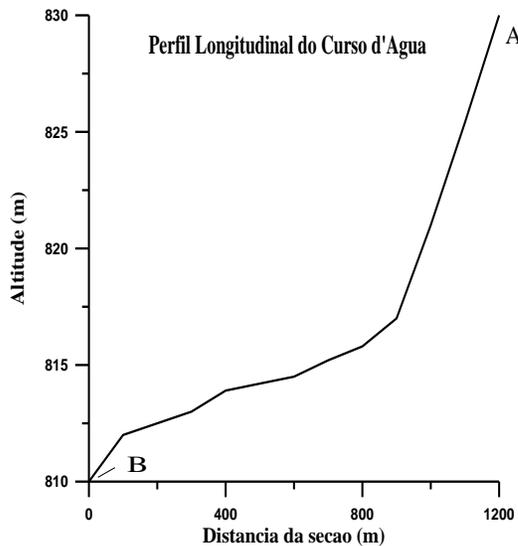


Area : $A=45$ ha

Ocupacao e uso do solo

20 % floresta, $C= 0.20$ 70% pastagens, $C= 0.45$ 10% varzea, $C= 0.15$

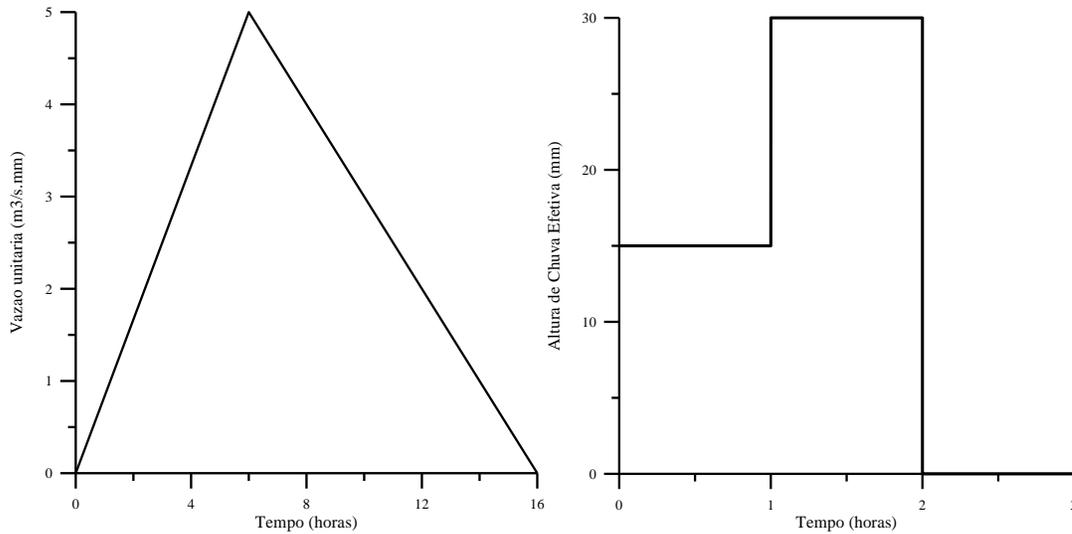
Obs. : Usar a formula de Kirpich para Tempo de Concentracao



2) Após um evento chuvoso de 3 horas de duração sobre uma bacia de área de 2231 km^2 , foram observadas as descargas (em m^3/s) listadas na tabela abaixo. Calcule o hidrograma unitário, supondo que o escoamento base foi constante e igual a $600 \text{ m}^3/\text{s}$.

Hora	Dia 1	Dia 2	Dia 3	Hora	Dia 1	Dia 2	Dia 3
3	600	4600	1700	15	8000	2700	900
6	650	4000	1500	18	7000	2400	800
9	6000	3500	1300	21	6100	2100	700
12	9500	3100	1100	24	5300	1900	600

3) Conhecido o hidrograma unitário de uma bacia, calcular o hidrograma de escoamento total resultante da chuva efetiva dada abaixo. Considerar o intervalo de discretização de 1 hora e o escoamento básico constante de $3.00 \text{ m}^3/\text{s}$.



4) Na tabela a seguir estão listadas as descargas médias diárias máximas anuais observadas em um determinado posto fluviométrico.

a) Ajuste uma distribuição de probabilidades **log-normal** à amostra pelo método dos fatores de frequência, plote os pontos e a reta de ajuste em papel apropriado e determine as vazões que serão igualadas ou excedidas em um ano qualquer, em média uma vez a cada 10, 50, 100 e 500 anos.

b) Suponha que se tenha que construir uma ponte no local, cujo tabuleiro deve ter cota mínima suficiente para permitir a passagem da cheia centenária. A equação da curva chave desse posto é $Q=10+40.h+15.h^2$, onde Q representa a vazão em m^3/s e h é a leitura da régua linimétrica em m. Determine a cota altimétrica mínima do tabuleiro da ponte.

Dados adicionais :

- cota do RN em relação às réguas : 6.321 m
- cota altimétrica do RN : 725.329 m
- fatores de frequência da distribuição normal :

T (anos)	2	10	50	100	500
k	0	1.282	2.054	2.326	2.879

Descargas Máximas Anuais :

Ano	Q (m ³ /s)	Ano	Q (m ³ /s)
45	810	57	933
46	724	58	355
47	288	59	339
48	462	60	660
49	919	61	511
50	810	62	349
51	469	63	501
52	390	64	630
53	588	65	442
54	271	66	328
55	500	67	568
56	460	68	730

10. - PROPAGAÇÃO DE CHEIAS EM RIOS E RESERVATÓRIOS

10.1 - INTRODUÇÃO

Ao se propagarem para jusante, as ondas de cheias estão sujeitas a **dois tipos de influências extremas e distintas**: uma devida à **translação** pelo chamado 'escoamento uniformemente progressivo' e outra devida à **atenuação** por armazenamento. Um escoamento uniformemente progressivo refere-se ao movimento de uma onda de cheia para jusante, **sem alteração** de sua forma original; esse tipo de escoamento ocorre somente em canais prismáticos, sob condições ideais de univocidade de cotas e descargas em todos os trechos do rio. O efeito de atenuação refere-se à modificação da forma da onda devida ao armazenamento de seu volume no trecho fluvial. Em canais naturais, a propagação de uma onda de cheia acha-se, provavelmente, sob uma situação intermediária entre as duas condições acima citadas; a prevalência de uma ou de outra depende do caso em particular. Ressalte-se, entretanto, que a existência de **um afluente importante no trecho fluvial** em questão pode complicar e tornar inválida a argumentação acima.

O efeito de atenuação pode ser ilustrado pela ação de um reservatório criado por uma barragem com órgãos de descarga projetados para uma determinada defluência máxima. As defluências estão relacionadas ao armazenamento e, portanto, aos níveis do reservatório formado pela barragem. O armazenamento no reservatório irá aumentar enquanto as afluências superarem as defluências, o que se acha ilustrados na Figura 1 abaixo.

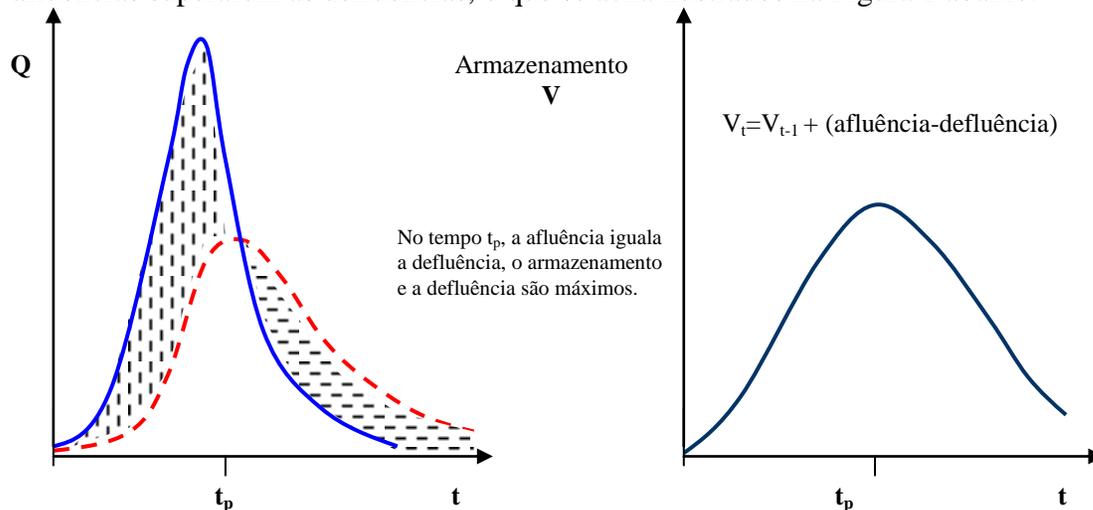


Figura 1: Efeito de Atenuação

O armazenamento originado em um trecho fluvial pelo escoamento uniformemente progressivo de uma onda de cheia, ou efeito de translação pura, é completamente diferente e acha-se ilustrado na Figura 2. Nesse caso, os níveis d'água e os armazenamentos do trecho fluvial variam não só com as defluências, como com as afluências também. Durante a ascensão do hidrograma afluente de cheia, o armazenamento aumenta rapidamente em relação às defluências, ao passo que, durante a recessão, ele decresce proporcionalmente. O armazenamento será máximo quando a afluência igualar a defluência. Nesse ponto, a onda de cheia estará no centro do trecho fluvial.

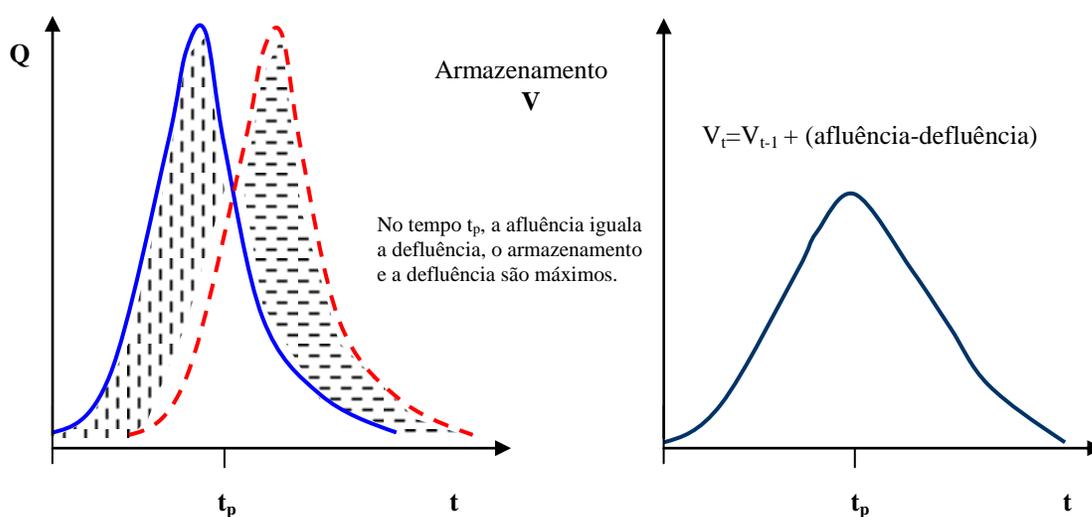


Figura 2 : Efeito de Translação

Os sistemas fluviais são caracterizados comumente por uma alternância de trechos largos com muito armazenamento, seguidos de trechos estreitos em rápidos, cujos efeitos agregados se assemelham ao de atenuação. Entretanto, existem trechos fluviais em que as seções transversais e a declividade de fundo são praticamente uniformes. Nesses, deve-se esperar um efeito de atenuação pequeno ou quase nulo, prevalecendo o efeito de translação.

10.2 - CONCEITOS BÁSICOS

Todos os métodos de propagação de ondas de cheia em rios baseiam-se na **equação da continuidade**, ou seja, em um dado intervalo de tempo, o volume defluente do trecho

fluvial é igual ao volume afluente mais ou menos a variação do armazenamento do sistema. Formalmente,

$$\bar{Q}_d = \bar{Q}_a - \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad \text{ou} \quad \bar{D} = \bar{A} - \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad 10.1$$

onde :

$\bar{Q}_a = \bar{A}$ = vazão afluente média durante o intervalo de propagação Δt

$\bar{Q}_d = \bar{D}$ = vazão defluente média durante o intervalo de propagação Δt

ΔV = variação do armazenamento do sistema durante o intervalo de propagação Δt

Uma modificação freqüente da equação 10.1 é

$$\frac{\Delta t (D_1 + D_2)}{2} = \frac{\Delta t (A_1 + A_2)}{2} - (V_2 - V_1) \quad 10.2$$

onde os subscritos indicam o início e o fim do intervalo de tempo Δt . A premissa de que a descarga média é igual à média aritmética das descargas do início e do fim do intervalo de tempo pode ser justificada se Δt é menor ou igual ao tempo de trajeto da onda de cheia no trecho e se nenhuma alteração brusca do hidrograma afluente ocorre durante o intervalo de propagação. Por existirem duas incógnitas, a saber D_2 e V_2 , a solução iterativa para a equação 10.2 pressupõe a obtenção de uma **segunda expressão** para o volume em termos de alguma variável auxiliar de uso prático; obtida essa segunda expressão, resolve-se a equação 10.2 para D_2 . Do realismo da expressão entre o volume e a variável auxiliar depende a precisão do método de propagação de cheias em rios.

Com relação à Figura 3, suponha que o trajeto de uma onda de cheia por um trecho fluvial possa ser discretizado em sucessivas posições 1, 2, 3, Entre essas, pode-se distinguir os **elementos prismáticos de armazenamento**, os quais podem ser facilmente relacionados às defluências do trecho. Também se pode distinguir os **elementos de armazenamento de cunha**, superpostos aos elementos prismáticos. Devido à grande variação das formas dos

elementos de cunha, é mais difícil relacioná-los às defluências ou a outras variáveis auxiliares.

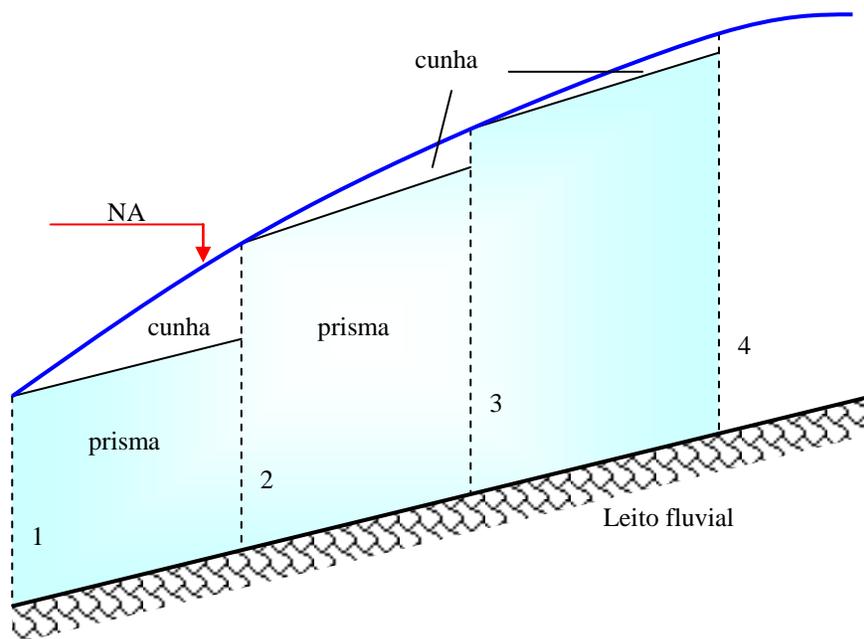


Figura 3 - Representação esquemática dos armazenamentos prismáticos e de cunha.

O armazenamento em um trecho fluvial pode ser determinado por medida direta através de mapas e seções transversais. Entretanto, o processo da medida direta necessita de dados de campo que dificilmente se acham disponíveis. O mais usual é o cálculo do volume de armazenamento através de hidrogramas observados. Em qualquer instante, o volume armazenado é igual à diferença acumulada entre a afluência e a defluência.

10.3 - A PROPAGAÇÃO DE CHEIAS EM RIOS

O método mais simples, porém talvez o menos realista, de propagação de cheias em rios expressa o volume do trecho fluvial somente em função da defluência. Nesse caso, um gráfico entre o volume de armazenamento e a defluência se mostraria como um "loop" irregular, ao invés de uma relação unívoca; a irregularidade desse "loop" reflete a influência do armazenamento de cunha. Uma abordagem mais elaborada, introduzida por McCarthy, em 1938, e conhecida como o **método de Muskingum**, expressa o volume de armazenamento em função da média ponderada da defluência e da afluência no intervalo de tempo. Em termos formais,

$$V = K [x A + (1 - x) D]$$

10.3

onde :

K = inclinação da relação volume×(descargas ponderadas), com dimensão de tempo

x = constante adimensional de ponderação entre afluência e defluência.

As premissas inerentes ao método de Muskingum são :

- A linha d'água é uniforme e suave entre os limites de montante e jusante do trecho;
- As cotas e as descargas são unívocas nos limites do trecho; e
- K e x são constantes ao longo da variação das descargas, durante a onda de cheia.

O fator adimensional x deve ser calibrado, com base nos hidrogramas afluente e defluente observados, de forma que o volume de armazenamento, correspondente a um dado nível d'água ou cota, seja o mesmo tanto no ramo de ascensão como no ramo de recessão do hidrograma de cheia. Para o caso das vazões de vertimento de um reservatório, x deve ser nulo porque os níveis d'água, e conseqüentemente os volumes armazenados pelo reservatório, são definidos unicamente pelas defluências. Teoricamente, para escoamentos uniformemente progressivos, ou de translação pura, o valor de x deve ser igual a 0,5; lembre-se que, nesse caso, a descarga afluente de pico deve permanecer inalterada. Para efeitos mistos de translação e atenuação, típico do escoamento em trechos fluviais naturais, o valor de x deve ser positivo e menor ou igual a 0,5. Desse modo, o valor de x deve ser tomado entre os limites de 0 e 0,5, com um valor intermediário freqüente de 0,25 para a maioria dos trechos fluviais.

O fator K tem dimensões de tempo e representa a inclinação da relação entre o armazenamento e as descargas ponderadas pelo valor calibrado de x , a qual em muitos casos aproxima-se de uma **reta**. O fator K representa o tempo necessário para que o **centro de massa** da onda de cheia atravesse o trecho fluvial; observe que K apenas aproxima o **tempo entre os picos** dos hidrogramas afluente e defluente. Discretizando a equação 10.3 e

substituindo-a na equação 10.2, obtém-se a **equação de propagação do método de Muskingum**, ou seja

$$D_2 = C_0 A_2 + C_1 A_1 + C_2 D_1 \quad 10.4$$

onde :

$$C_0 = -\frac{Kx - 0,5\Delta t}{K - Kx + 0,5\Delta t}$$

$$C_1 = \frac{Kx + 0,5\Delta t}{K - Kx + 0,5\Delta t}$$

$$C_2 = \frac{K - Kx - 0,5\Delta t}{K - Kx + 0,5\Delta t}$$

10.3.1 - SELEÇÃO DO INTERVALO DE PROPAGAÇÃO Δt

O intervalo de propagação Δt , nos limites do qual as afluências e defluências são discretizadas, deve ser maior do que $2Kx$ de forma a evitar valores negativos para C_0 . Entretanto, em alguns trechos fluviais, um valor de Δt maior do que $2Kx$ é demasiado longo para permitir a adequada definição do hidrograma. Para esses, a calibragem de x deve ser efetuada através de n sub-trechos de tempo de trajeto $K_s = \Delta t$ tal que nK_s seja igual ao valor de K para todo o trecho. O valor de x que melhor reproduzir o hidrograma defluente deverá então ser usado para os sub-trechos subseqüentes.

10.3.2 - CÁLCULO DO VOLUME DE ARMAZENAMENTO

O volume de armazenamento é calculado através da equação 10.2 reescrita e dos hidrogramas afluente e defluente observados, ou seja

$$V_2 = V_1 + \frac{\Delta t (A_1 + A_2)}{2} - \frac{\Delta t (D_1 + D_2)}{2} \quad 10.5$$

O início do cálculo iterativo deve ter lugar em um instante quando a afluência e a defluência tiverem valores aproximadamente iguais, ou seja quando ambas tiverem seus

valores próximos do escoamento base. As iterações seguintes devem prosseguir até a última descarga do hidrograma defluente.

10.3.2 - ESTIMATIVA DE x

O valor do fator de ponderação x pode ser estimado pelo processo tentativa-erro. Assume-se um valor inicial para x e calculam-se as descargas ponderadas através de $[xA + (1-x)D]$. Em seguida, faz-se um gráfico entre essas descargas ponderadas e o armazenamento tal como calculado pela equação 10.5. Se o valor de x estiver correto, o "loop" do armazenamento deverá estar suficientemente estreito para poder ser aproximado por uma linha reta. Um exemplo de aplicação desse processo tentativa-erro encontra-se ilustrado no item 10.3.4. O valor de x oscila entre os limites de 0 para um armazenamento do tipo reservatório a 0,5, para translação pura.

10.3.3 - ESTIMATIVA DE K

O coeficiente K tem dimensões de tempo e representa a inclinação da relação linear entre o armazenamento e as descargas ponderadas por x , tal como descrito no item 10.3.2, ou seja :

$$K = \frac{\Delta V}{\Delta[xA + (1-x)D]} \quad 10.6$$

O intervalo de tempo representado por K é equivalente ao tempo necessário para uma onda de descarga elementar atravessar o trecho fluvial. Na ausência de dados de descargas, o valor de K para canais naturais pode ser aproximado pelo quociente entre o comprimento do trecho e a velocidade média do escoamento, multiplicada por um fator de correção C , o qual varia com a forma do canal :

Forma Aproximada do Canal Natural	Fator de Correção C
Largo, predominantemente retangular	1,67
Largo, parabólico	1,44
Triangular	1,33

10.3.4 - EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO MÉTODO DE MUSKINGUM

A tabela 1 refere-se a dois hidrogramas observados simultaneamente nas seções de montante e jusante de um trecho fluvial. Essa tabela também apresenta a seqüência de cálculos para a identificação dos fatores K e x do método de Muskingum : (i) a coluna 4 contem os volumes de armazenamentos tal como calculados pela equação 10.5; (ii) a coluna 5 as descargas ponderadas por $x=0,3$; (iii) a coluna 6 com ponderação $x=0,2$; e (iv) a coluna 7 com $x=0,1$. A figura 4 mostra que a ponderação por $x=0,1$ é a mais indicada para esse caso, evidenciando a prevalência do efeito de atenuação sobre o efeito de translação. O fator K , para $x=0,1$, é a inclinação da relação linear entre os volumes de armazenamento e as descargas ponderadas, ou seja $K=2$ dias. Esse valor indica que o centro de massa da onda de cheia atravessa o trecho fluvial em dois dias.

Tabela 1 : Exemplo de aplicação do Método de Muskingum

1	2	3	4	5	6	7
Tempo (dia)	A (m^3/s)	D (m^3/s)	V ($m^3/s.dia$)	$x=0,3$	$x=0,2$	$x=0,1$
0	352	352	0			
1	587	382.7	102.2	443.9	423.5	403
2	1353	571.4	595.2	805.9	727.7	649.6
3	2725	1090.2	1803.4	1580.6	1417.2	1253.7
4	4408.5	2020.6	3814.7	2737	2498.2	2259.4
5	5987	3264.7	6369.8	4081.4	3809.2	3536.9
6	6704	4541.8	8812.1	5190.5	4974.2	4758
7	6951	5114.1	10611.6	5945.2	5801.5	5657.8
8	6839	6124.2	11687.5	6338.6	6267.2	6195.7
9	6207	6352.6	11972.1	6308.9	6323.5	6338
10	5346	6177	11483.8	5927.7	6010.8	6093.9
11	4560	5713.2	10491.7	5367.2	5482.6	5597.9
12	3861.5	5120.7	9285.5	4742.9	4868.9	4994.8
13	3007	4461.7	7928.5	4025.3	4170.8	4316.2
14	2357.5	3744.5	6507.7	3328.4	3467.1	3605.8
15	1779	3066	5170.7	2679.9	2808.6	2937.3
16	1405	2457.7	4000.8	2141.9	2247.2	2352.4
17	1123	1963.2	3054.4	1711.1	1795.2	1879.2
18	952.5	1575.6	2322.7	1388.7	1451.1	1513.4
19	730	1275.7	1738.2	1112	1166.6	1221.1
20	605	1022.1	1256.8	897	938.7	980.4
21	514	828.9	890.8	734.4	765.9	797.4
22	422	680	604.35	602.6	628.4	654.2
23	352	558.7	372	496.6	517.36	538.03
24	352	468.8	210.25	433.8	445.44	457.12
25	352	418	118.25	398.2	404.8	411.4

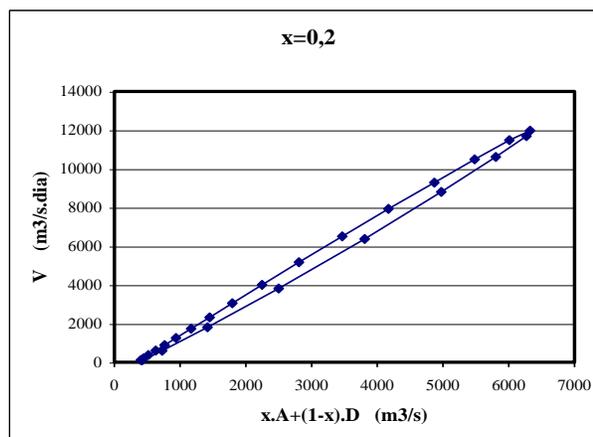
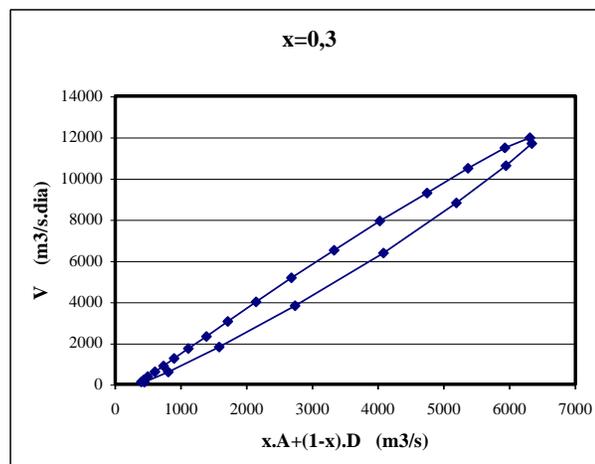
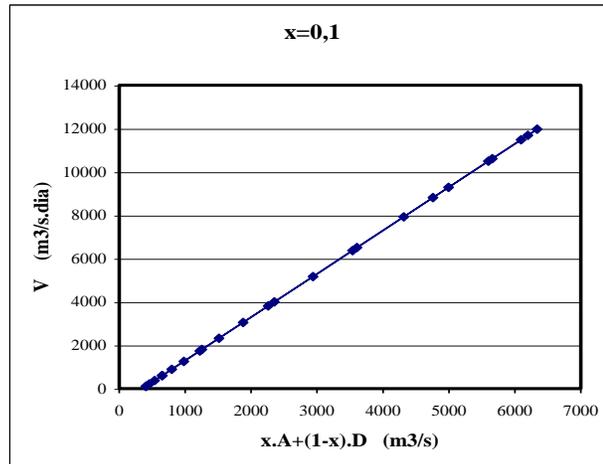


Figura 4 : Estimativa do fator x

Exercício : Utilize os parâmetros $x=0,1$ e $K=2$ dias, determinados no exemplo de aplicação, para propagar o hidrograma de vazões afluentes da Tabela 2. Faça também um gráfico dos hidrogramas das seções de montante e jusante.

Tabela 2 : Hidrograma observado na seção de montante do trecho fluvial

Tempo (dia)	A (m ³ /s)						
0	200	6	9000	12	2100	18	250
1	780	7	8200	13	1600	19	210
2	3100	8	7000	14	1200	20	180
3	5980	9	5500	15	800	21	160
4	8330	10	4000	16	400	22	150
5	10800	11	3050	17	300	23	145

10.4 - A PROPAGAÇÃO DE CHEIAS EM RESERVATÓRIOS

O armazenamento em um reservatório está relacionado somente à descarga defluente, como esquematicamente ilustrado na Figura 1. Nesse caso, a equação 10.2 pode ser rearranjada para permitir o cálculo iterativo do hidrograma de vazões defluentes:

$$A_1 + A_2 + 2 \frac{V_1}{\Delta t} - D_1 = 2 \frac{V_2}{\Delta t} + D_2 \quad 10.7$$

Para uma solução iterativa dessa equação, na qual os termos do primeiro membro são conhecidos e os do segundo membro são incógnitas, torna-se necessária uma segunda equação relacionando volumes e defluências. Um exemplo dessa relação pode ser obtido a partir da equação de descarga de um vertedor de soleira livre

$$Q = clh^{3/2} \quad 10.8$$

onde :

$Q = D$ = descarga defluente em m³/s

c = coeficiente de descarga ($1,6 < c < 2,3$)

l = largura do vertedor em m

h = nível d'água acima da crista do vertedor em m.

Como h está univocamente relacionado ao armazenamento do reservatório, através da curva cota×volume, é possível alterar a equação 10.7 para expressar diretamente as vazões defluentes em função dos volumes. Por questão de conveniência para o cálculo iterativo, é usual se estabelecerem as relações auxiliares (i) $\frac{V}{\Delta t} \times D$ e (ii) $(2\frac{V}{\Delta t} + D) \times D$ e se prosseguir com as seguintes etapas seqüenciais :

- Assuma um valor inicial para D em $t=0$, como por exemplo $D_0=A_0$;
- Com D_0 na tabela (ou gráfico) da relação (i), obtém-se $V_0/\Delta t$;
- Aplicando-se a equação 10.7, obtém-se $2\frac{V_1}{\Delta t} + D_1 = A_0 + A_1 + 2\frac{V_0}{\Delta t} - D_0$;
- Com $2V_1/\Delta t + D_1$ na tabela (ou gráfico) da relação (ii), obtém-se D_1 ;
- Repetir desde a primeira etapa para todas as ordenadas do hidrograma afluente.

10.4.1 - EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Considerando os dados abaixo, efetuar a propagação do hidrograma afluente através de um reservatório de vertedor de soleira livre e de NA máximo normal de operação situado na cota 500 m. Dados adicionais : a largura e o coeficiente de descarga do vertedor são respectivamente 200 m e 2,215.

Curva Cota-Volume :

Cota (m)	Volume (10^6 m^3)	Cota (m)	Volume (10^6 m^3)
0	0	501	890
100	20	501,5	938
200	100	502	988
500	800	502,5	1043
500,5	845	503	1100

Hidrograma Afluente :

t (h)	A (m ³ /s)	t (h)	A (m ³ /s)	t (h)	A (m ³ /s)
0	200	40	3240	80	1720
10	960	50	2860	90	1340
20	1720	60	2480	100	960
30	2480	70	2100	---	---

Solução :

- a) calcular as tabelas das relações auxiliares (i) e (ii) a partir da cota do NA máximo normal de operação 500 m :

h (m) $h=H-500$	D (m ³ /s) $D=clh^{1,5}$	V (10 ⁶ m ³)	$V/\Delta t$ (m ³ /s) *	$2V/\Delta t + D$ (m ³ /s)
0	0	0	0	0
0,5	156	45	1250	2656
1,0	443	90	2500	5443
1,5	814	138	3833,3	8480
2,0	1253	188	5222,2	11697,4
2,5	1751	243	6750	13743
3,0	2302	300	8333,3	18968,6

* $\Delta t=36000$ s

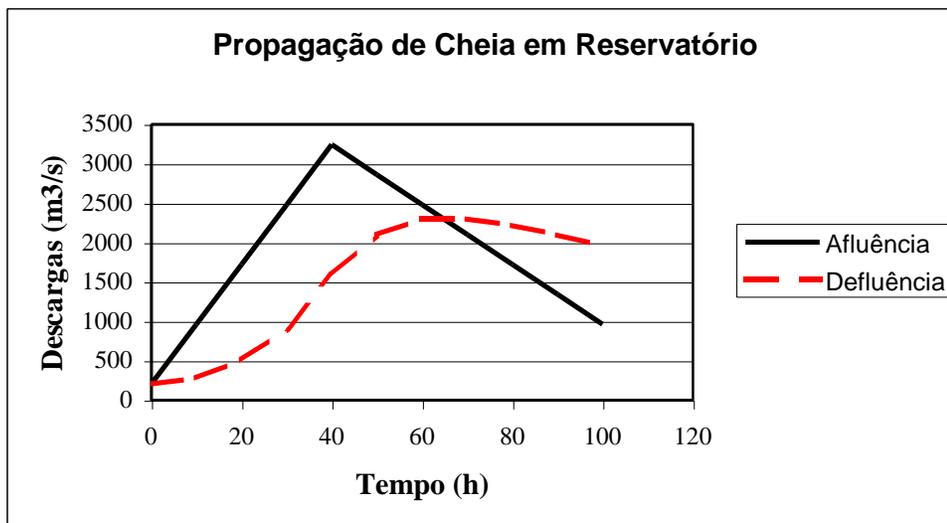
- b) Tabela de Propagação

t (h)	A (m ³ /s)	$A_{i-1}+A_i$ (m ³ /s)	$V/\Delta t$ (m ³ /s)	$2V/\Delta t + D$ (m ³ /s)	D (m ³ /s)
0	200	---	---	---	200
10	960	1160	1441,64	3843,28	278,26
20	1720	2680	1782,50	5966,76	506,98
30	2480	4200	2729,93	9152,88	905,81
40	3240	5720	4123,80	13061,79	1585,16
50	2860	6100	6241,22	16997,29	2094,11
60	2480	5340	7840,85	18927,60	2297,68
70	2100	4580	8320,89	18924,10	2297,31
80	1720	3820	8319,82	18162,34	2216,99
90	1340	3060	8089,02	17021,06	2096,65
100	960	2300	7743,22	15689,78	1956,27

Exemplo de cálculo da tabela de propagação :

- $t=0 \Rightarrow D_0=A_0$ ou $D_0=200$ m³/s
- com $D_0=200 \Rightarrow$ interpolação linear na tabela auxiliar (i) $\Rightarrow V_0/\Delta t= 1441,64$ na segunda linha da 4^a coluna
- equação 10.7 $\Rightarrow D_1+ 2V_1/\Delta t=A_0+A_1+2 V_0/\Delta t-D_0=1160+2\times 1441,64-200= 3843,28$ na segunda linha da 5^a coluna
- com $D_1+ 2V_1/\Delta t=3843,28 \Rightarrow$ interpolação linear na tabela auxiliar (ii) $\Rightarrow D_1=278,26$ na segunda linha da 6^a coluna.

c) Gráfico dos Hidrogramas Afluente e Defluente

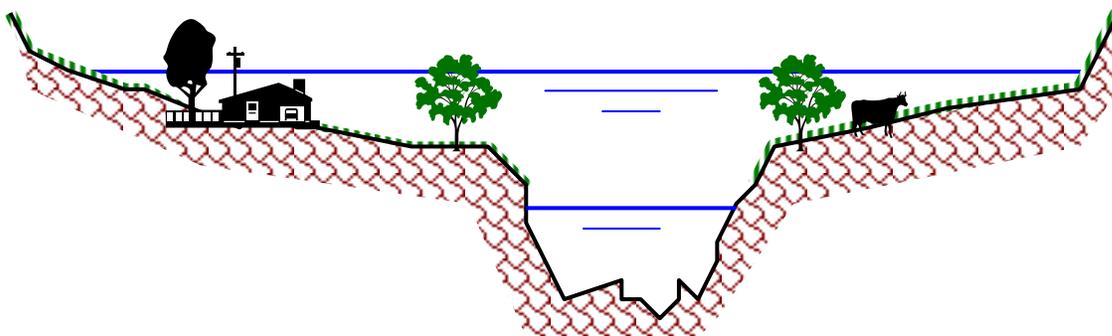


Exercício : Solucionar o exemplo de aplicação para o caso da largura do vertedor ser 230 m e seu coeficiente de descarga 1,95.

10.5 CONTROLE DE CHEIAS

10.5.1 Generalidades

Uma enchente representa o escoamento superficial produzido em uma bacia submetida a condições hidrometeorológicas especiais. A severidade dessas condições determina se o volume da cheia pode ser contido nos limites do **leito menor** do curso d'água ou então ocupar o **leito maior** ou a chamada **planície de inundação**.



A magnitude de uma cheia pode ser avaliada a curto prazo, tarefa que se denomina **previsão de vazões**, ou a longo prazo denominando-se, nesse caso, **pré-determinação de**

vazões. A previsão a curto prazo estabelece não só o valor como também quando ocorrerá a cheia. A previsão necessita de sistemas de telemetria e comunicação, além de um modelo chuva-vazão calibrado para a bacia em questão. Trata-se de um instrumento valioso para a definição de regras operacionais para reservatórios, bem como para a tomada de decisões quanto às providências emergenciais para a atenuação dos danos provocados por enchentes. A pré-determinação a longo prazo quantifica a probabilidade de excedência de uma determinada cheia, sem precisar a data de sua ocorrência.

Comentários :

- a) Após analisarem a série de 94 anos do posto fluviométrico de Hartford (EUA) até 1934, Hoyt & Langbein (1955) ajustaram uma distribuição de probabilidades à amostra e concluíram que cotas iguais ou superiores a 32 pés seriam muito raras, com tempo de retorno de 300 anos. Em 1936, a cota foi de 38 pés e em 1938 de 35 pés.
- b) O rio Itajaí em Blumenau, cuja série de 48 anos (1935 a 1982) não apresentava nenhuma cota superior a 14 m, elevou-se em 1983 e 1984 a níveis superiores a 15 m.
- c) "É um erro imaginar que a ocorrência seqüencial de grandes cheias significa que essas estejam aumentando com o tempo ou que sejam consequência de modificações substanciais na bacia. Essas modificações podem ter efeito sobre as enchentes de frequência média ou pequena, mas terão efeito pequeno sobre as enchentes raras." (Tucci, 1987).
- d) "As magnitudes das cheias sempre aumentam com o tempo de retorno, mas aumentam até um limite definido e não até o infinito" (Horton, 1930). Os hidrometeorologistas desenvolveram estudos buscando definir a máxima precipitação possível de ocorrer sobre uma dada área. A limitação de dados conduziu esses estudos para a Precipitação Máxima Provável (PMP). Em 1941, estimou-se a PMP para a bacia do rio Ohio, cujo valor foi ultrapassado pelo evento hidrometeorológico associado à enchente de 1942.

10.5.2 Medidas de Controle das Inundações

As medidas visando o controle das inundações são classificadas em **estruturais** e **não estruturais**. As medidas estruturais são aquelas que modificam de alguma forma o sistema fluvial, através de estruturas hidráulicas, objetivando atenuar os prejuízos provocados pelas cheias. As medidas não-estruturais, por sua vez, são aquelas que objetivam uma melhor convivência da população com os riscos de cheias, não necessitando de modificações estruturais do sistema fluvial.

Seria incorreto pensar que as ações humanas poderiam controlar totalmente as cheias; sempre se visa **atenuar** os seus efeitos. Como exemplo, cita-se o sistema de controle de cheias da bacia do rio Pó, na Itália, o qual, em 1930, era um projeto de recursos hídricos bem sucedido. Em 1951, as altas intensidades de precipitação e elevados níveis de maré, causaram cerca de 100 mortes e a perda de mais de 30.000 cabeças de gado, além de prejuízos para a agricultura.

O controle das inundações pode ser obtido por um **conjunto** de medidas estruturais e não-estruturais. A pesquisa para a melhor combinação dessas ações constitui o objeto do planejamento do controle de cheias e de seu efeitos.

O Caso dos Estados Unidos

1936 : Foi aprovada uma lei, de abrangência nacional, sobre o controle de cheias. A federação assumia a responsabilidade pelo programa de implantação de medidas estruturais. Não era necessário verificar as relações benefício-custo para justificar a proteção das áreas sujeitas a inundações. Como consequência, aceleraram-se a ocupação e o desenvolvimento das planícies de inundação. De 1936 a 1966, foram gastos 7 bilhões de dólares em obras e serviços. Apesar disso, durante esse período, os prejuízos causados por enchentes aumentaram até alcançar a cifra de 1 bilhão de dólares por ano.

1966 : O governo norte-americano reconheceu que as medidas até então implementadas não eram adequadas e criou um grupo de trabalho para estudar o assunto.

1973 : Foi aprovada uma lei sobre proteção de cheias, enfatizando as medidas não estruturais, entre as quais são citadas a exigência de seguro contra enchentes, a regulamentação de uso da terra e proteção de novas estruturas, dentro do leito ocupado pela cheia de tempo de retorno 100 anos.

1974 : Forma incluídos na legislação sobre desenvolvimento de recursos hídricos, artigos específicos sobre a proteção contra enchentes, prevendo medidas estruturais e não-estruturais, bem como a distribuição de seus custos.

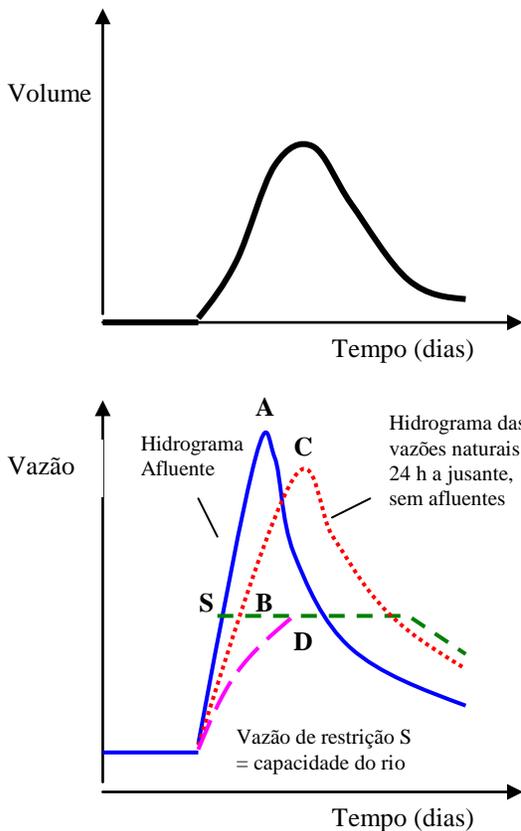
10.5.3 Medidas Estruturais

As medidas estruturais são obras de engenharia ou alterações físicas no sistema fluvial, empreendidas pelo homem, que visam reduzir os danos provocados pelas enchentes. Podem ser classificadas em **extensivas** ou **intensivas**. As medidas extensivas são aquelas em que a ação humana se dá na bacia, procurando alterar a relação chuva-vazão. Pode-se citar, como exemplo, a alteração da cobertura vegetal da bacia, objetivando atenuar e retardar a vazão de pico, bem como controlar a erosão laminar na bacia. As medidas intensivas, por outro lado, são aquelas em que a ação humana se dá diretamente no sistema fluvial e podem ser de três tipos :

- Medidas intensivas que retardam o escoamento : reservatórios de acumulação e retardamento.
- Medidas intensivas que aceleram o escoamento : construção de diques e muros de contenção, corte de meandros, aumento da capacidade de descarga da seção fluvial.
- Medidas intensivas que desviam o escoamento : canais de desvio e leitos de alívio.

10.5.3.1 Medidas intensivas que retardam o escoamento

A função de um reservatório, destinado à atenuação de cheias, é a de armazenar uma parcela do volume das enchentes de modo a minimizar a vazão de pico no local a ser protegido.



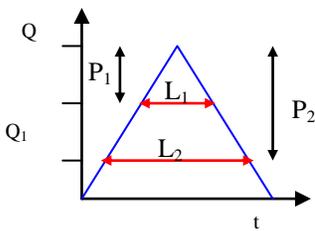
Em um caso ideal, o reservatório situar-se-ia imediatamente a montante da área a ser protegida e sua operação visaria "eliminar" o pico da onda de cheia. Isso seria possível descarregando-se para jusante a vazão afluyente, até que a defluência atinja a capacidade de segurança do rio ou vazão de restrição a jusante da barragem (ponto S no hidrograma ao lado). Qualquer vazão superior à de restrição permaneceria armazenada até que a afluência seja menor que a capacidade de segurança. Se o local a ser protegido se localizar a 24 horas a jusante e se não houver afluentes no trecho incremental, o hidrograma afluyente será amortecido pelo armazenamento no canal. No primeiro caso, a redução de pico será AB, enquanto que no segundo será CD. Entretanto, se houver afluentes no trecho entre o reservatório e o local a ser protegido, a operação do reservatório deverá visar a redução de pico no local e não na saída do reservatório. Isso poderia ser possível operando-se o reservatório de modo a não permitir a coincidência temporal das vazões de pico do rio principal e dos afluentes.

Localização dos reservatórios para atenuação de cheias

A redução mais eficiente dos picos de cheia é aquela obtida por um reservatório situado imediatamente a montante do local a ser protegido. Entretanto, esse local pode ser impróprio para a construção de barragens (fundações, extensa inundação de terras férteis, etc.). Havendo um local barrável mais conveniente em uma seção mais a montante, o reservatório não teria controle sobre as vazões tributárias da área incremental e, portanto, teria menor influência sobre a redução de picos. Linsley & Franzini (1977) recomendam que para haver alguma eficiência na redução dos picos, pelo menos 1/3 da área de drenagem deve estar controlada por um ou mais reservatórios. Apesar de não se poder prescrever regras gerais, geralmente os estudos econômicos favorecem diversos pequenos reservatórios, a despeito de sua menor eficiência, em contraposição a um único reservatório de grande porte.

Capacidade dos reservatórios

A possibilidade de redução dos picos de cheia através de um reservatório cresce com o aumento de sua capacidade porque uma maior parcela do hidrograma afluente pode ser armazenada. A capacidade máxima necessária é a diferença, em volume, entre as afluições e as defluências, considerada a vazão de restrição; esse volume aumenta com a redução do pico, porém não de forma diretamente proporcional. Exercício: suponha que o hidrograma afluente tenha forma triangular; nesse caso, prove que o volume necessário para reduzir o pico da cheia é proporcional ao quadrado do valor da redução.



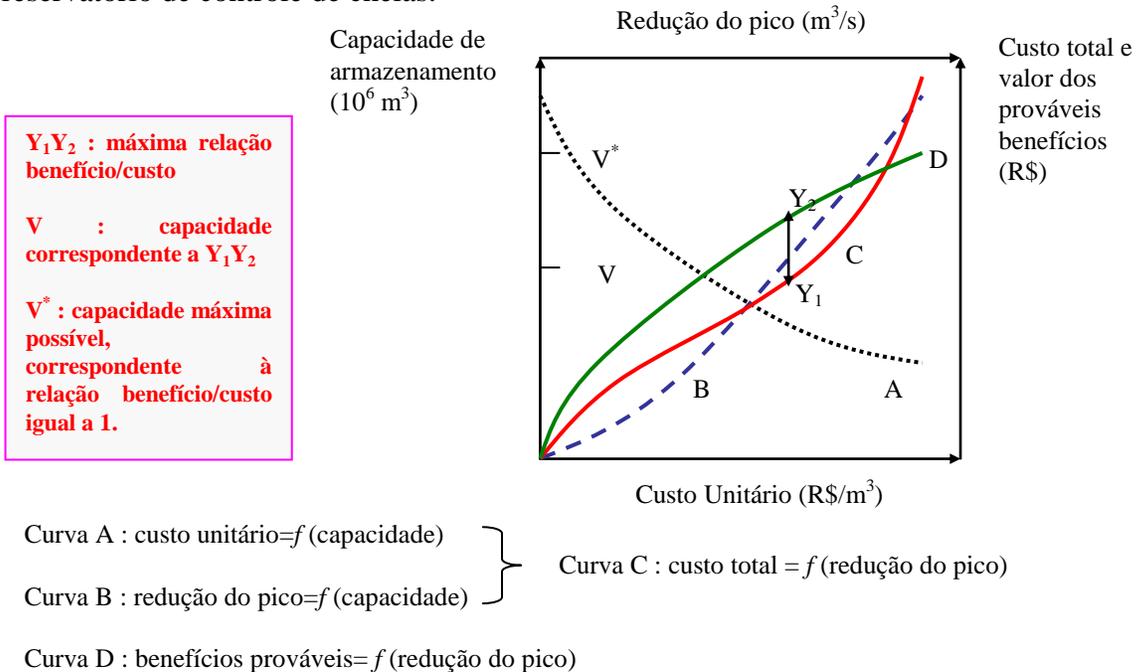
$$V_1 = (P_1 L_1) / 2$$

$$V_2 = (P_2 L_2) / 2$$

$$\text{Semelhança de triângulos} \Rightarrow \frac{L_1}{P_1} = \frac{L_2}{P_2} \Rightarrow L_1 = \frac{P_1 L_2}{P_2}$$

$$V_1 = \frac{P_1^2 L_2}{2P_2} \Rightarrow \frac{V_1}{V_2} = \frac{P_1^2}{P_2^2}$$

A decisão quanto à construção de uma barragem, de determinado volume de reservação, deve levar em conta outros fatores, além do mencionado acima. A análise econômica é decisiva nessa questão; o diagrama abaixo exemplifica uma análise custo-benefício para um reservatório de controle de cheias.

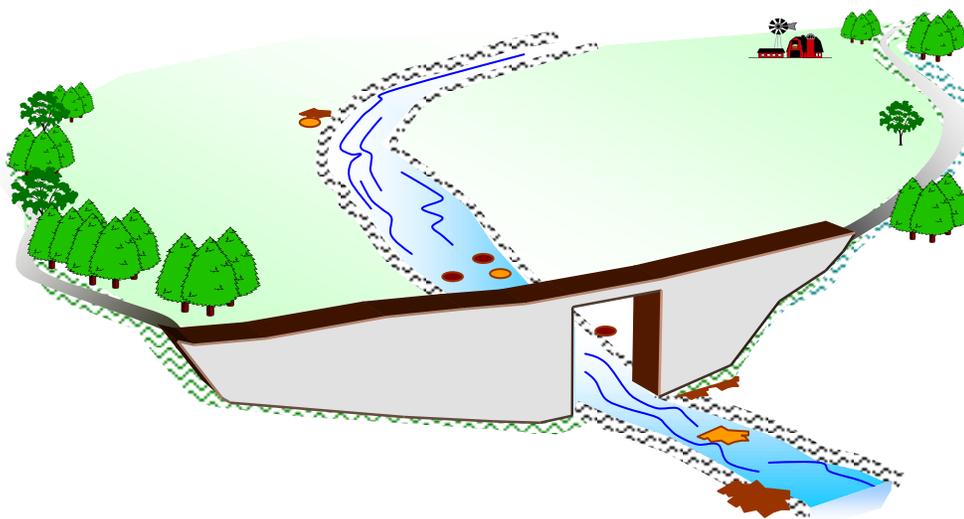


Operação de reservatórios

Na situação idealizada, descrita no início do item 10.5.3.1, a operação do reservatório visaria unicamente a limitação da capacidade de jusante, para o caso de uma cheia isolada. Se o volume da cheia tivesse excedido a capacidade de armazenamento do reservatório, a operação não poderia ser tão simples. Além disso, se uma segunda cheia ocorresse quando o reservatório estivesse cheio, o efeito poderia ser até o de piorar as consequências dessa segunda cheia. A incerteza quanto às próximas vazões afluentes, durante a ocorrência de uma cheia, assim como a necessidade de reservar uma parte do volume para atenuar uma eventual segunda cheia, mostram que um reservatório não é capaz de proporcionar uma eficiência completa. Uma medida indispensável ao planejamento da operação de um reservatório é um **sistema de previsão de vazões**, incluindo a instalação, na bacia de controle, de uma rede telemétrica de monitoramento pluvio-fluviométrico, combinada a um modelo de previsão.

Tipos de Reservatórios

Um **reservatório de acumulação** dispõe de comportas e válvulas, as quais são operadas conforme uma regra definida e de forma a permitir uma rápida depleção do nível d'água, antes e/ou depois de uma cheia. Por outro lado, um **reservatório de retardamento** dispõe de dispositivos permanentes de descarga, sem comportas, os quais regulam automaticamente a vazão defluente, de acordo com o volume armazenado. A descarga se dá por um grande extravasor ou por diversos condutos de descarga desprovidos de comportas.



Esquema do reservatório de retardamento de Pinay, França.

A defluência máxima de um reservatório de retardamento deve ser igual à vazão de restrição a jusante. A capacidade de armazenamento do reservatório deve ser o volume da cheia de projeto menos o volume liberado durante o amortecimento da enchente. Esses reservatórios são recomendados para bacias relativamente pequenas, de modo a evitar a sincronização das vazões de pico do rio principal com as dos afluentes, assim como também para rios torrenciais, nos quais os hidrogramas de cheia tem um tempo de subida tão curto que seria difícil operar válvulas e comportas a tempo.

10.5.3.2 Medidas intensivas que aceleram o escoamento

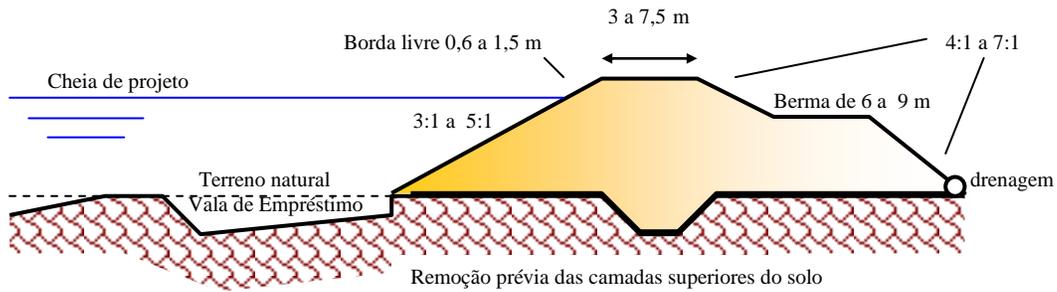
Um dos métodos mais antigos para o combate às inundações é o erguimento de uma barreira longitudinal ao rio, capaz de evitar o transbordamento das águas, até a descarga de projeto. Essas barreiras podem ser aterros (**diques**) ou construídas em concreto ou alvenaria (**muros de contenção**).

Diques

Os diques marginais são barragens de terra, geralmente construídas com material escavado das valas de empréstimo próximas ao rio. O material escavado é depositado em camadas e compactado, de forma que o material menos permeável fique do lado em contato com a água. Em geral, como o material apropriado para a construção de um núcleo impermeável não se encontra disponível na maioria dos casos, muitos diques são aterros homogêneos. A seção transversal de um dique deve ajustar-se ao local e aos materiais disponíveis. Os taludes devem ser pouco íngremes não só pela qualidade geralmente baixa dos materiais disponíveis, com também por razões estéticas.

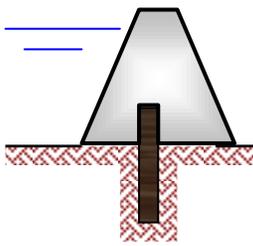
Devem ser protegidos contra a erosão através de grama e/ou enrocamento. Deve haver uma vala de drenagem no sopé de jusante para recolher a água infiltrada através do dique. Em geral, os diques possuem bases muito grandes, fato que restringe o seu uso em áreas urbanas, devido ao custo de desapropriação e à falta de espaço.

Seção típica:

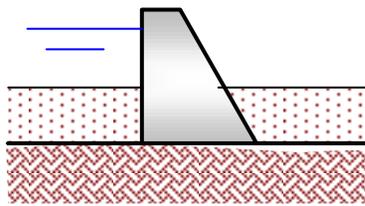


Muros de Contenção

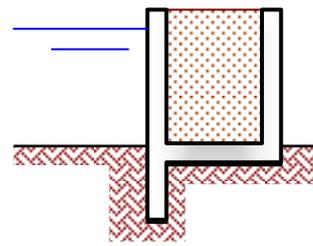
Os muros de contenção exigem menos espaço do que os diques. Em geral, são construídos em concreto e projetados para suportar os empuxos hidrostáticos e pressões ascensionais, considerado o nível d'água correspondente à cheia de projeto. Se o muro for escorado por aterro, ele deverá funcionar como muro de arrimo quando o NA abaixar. Seções transversais típicas :



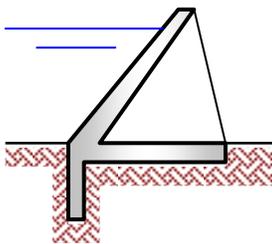
Muro Simples em Balanço
Com Cortina de Estaca



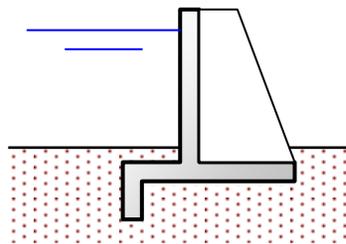
Muro "barragem de gravidade"



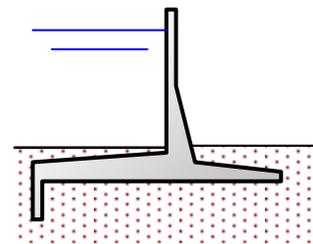
Estrutura Celular com
Enchimento de Terra



Laje Inclinada com
Contraforte



Laje Vertical com Contraforte

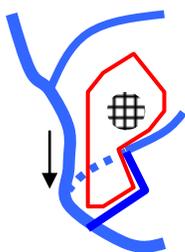


Balanço em T

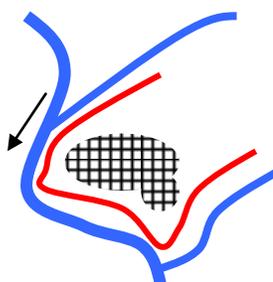
Localização dos Diques e Muros de Contenção

Um sistema de diques (ou muros de contenção) é constituído pelos diques de uma dada altura e pelo canal, entre os diques, capaz de escoar a vazão de projeto, permitindo uma borda livre de proteção contra a ação das ondas. Dependendo da topografia local e das características da área a ser protegida, vários arranjos do sistema de diques são possíveis.

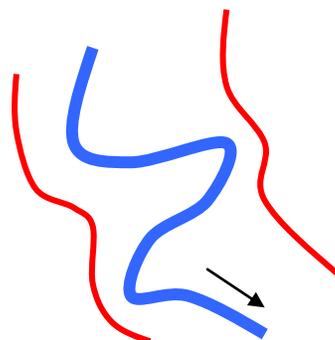
Exemplos:



Dique anular com desvio de ribeirão



Dique marginal prosseguindo até cotas mais elevadas



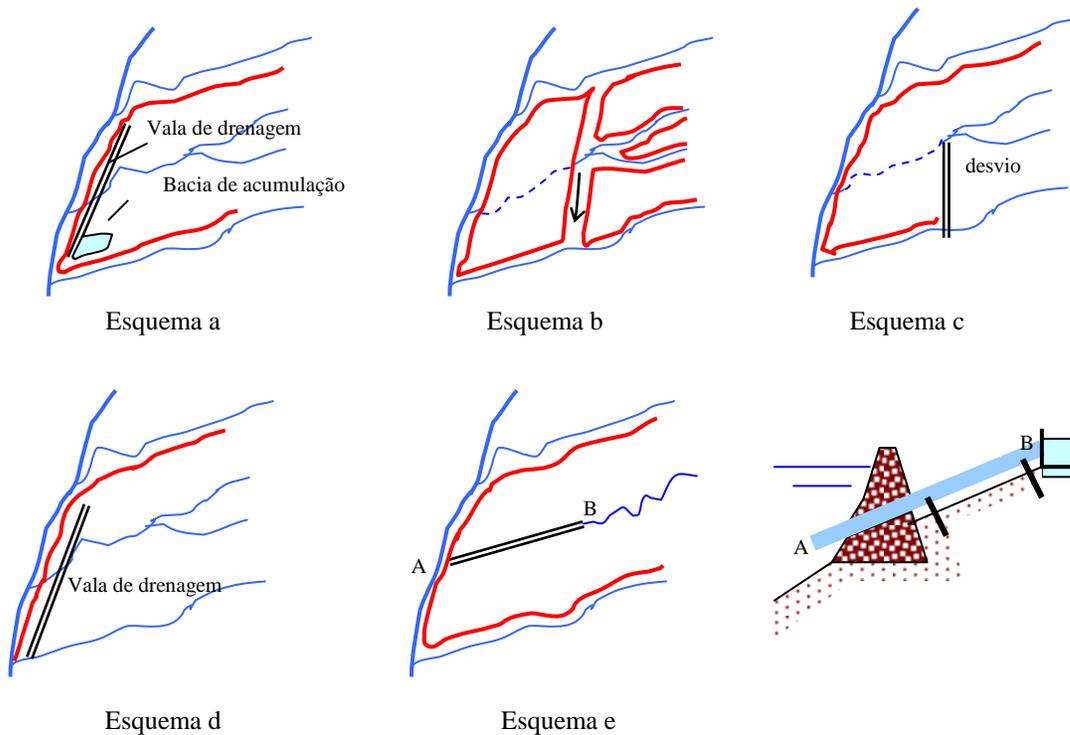
Dique marginal ao longo de trecho fluvial com meandros

Drenagem no Interior das Áreas Protegidas por um Sistema de Diques

Tem sido usadas as seguintes soluções para a drenagem da área protegida :

- As águas são levadas a um ponto mais baixo e bombeadas por sobre o dique (a).
- As águas são interceptadas por um canal ao longo do dique e dirigidas para algum ponto a jusante, a partir do qual escoam por gravidade (b,c,d)
- Os afluentes, dentro da área, escoam por conduto forçado, cuja extremidade de montante localize-se em uma cota que permita o escoamento por gravidade até o rio principal (e).
- As águas se acumulam em uma bacia até que sua drenagem possa ser realizada por gravidade (a).

A melhor solução depende da topografia local e das características do trecho fluvial.



Melhoramentos da Calha Fluvial

Pode-se conseguir um aumento da capacidade de descarga da calha fluvial, e conseqüente redução dos níveis d'água, através da remoção de mato, obstáculos e bancos de areia, ou mesmo eliminando-se meandros através da retificação de alguns trechos. As conseqüências seriam a diminuição da rugosidade hidráulica, o aumento do raio hidráulico, devido à maior profundidade, e o aumento da declividade pelo encurtamento do percurso das águas.

10.5.3.3 Medidas intensivas que desviam o escoamento

Essas medidas são os canais de desvio e os leitos de alívio. Os leitos de alívio desviam o escoamento, ou parte dele, para terrenos que possam ser inundados, aliviando assim o rio principal. Uma das possibilidades de desvio é a construção de diques "fusíveis", ou diques facilmente erodíveis, a partir de uma certa cota. A utilização dessas medidas é limitada pela topografia e pela existência de terrenos de baixo valor ou desabitados.

10.5.4 Medidas Não Estruturais

As medidas estruturais, anteriormente descritas, não são e não poderiam ser projetadas para proporcionar total proteção contra as enchentes. Isso exigiria a proteção contra a "maior enchente possível", o que seria física e economicamente inviável. Além disso, as medidas estruturais podem criar uma falsa sensação de segurança, acelerando a ocupação e o desenvolvimento indevidos da planície de inundação. As medidas não estruturais, em conjunto com as estruturais ou em alguns casos sem essas, podem diminuir significativamente os prejuízos devidos às cheias, a um custo menor. Como exemplo, cita-se o caso da cidade de Denver, no estado americano do Colorado, onde a proteção por medidas estruturais de 1/4 da área inundável foi orçada em US\$110 milhões; para proteger os 3/4 restantes por medidas não estruturais, o orçamento era equivalente ao anterior.

As medidas não estruturais podem ser agrupadas em :

- **Regulamentação do uso da terra**, a partir das estimativas dos riscos de inundação para as diferentes cotas, dentro da área a ser protegida.
- **Proteção contra enchentes** para prédios e benfeitorias localizadas nas várzeas de inundação.
- **Seguro contra enchentes**, permitindo a indivíduos e empresas a devida cobertura econômica por eventuais perdas ou prejuízos.
- **Medidas de emergência**, trabalho em geral planejado pela Defesa Civil, visando reduzir as perdas durante as cheias; os sistemas de previsão e alerta podem ser aqui incluídos.

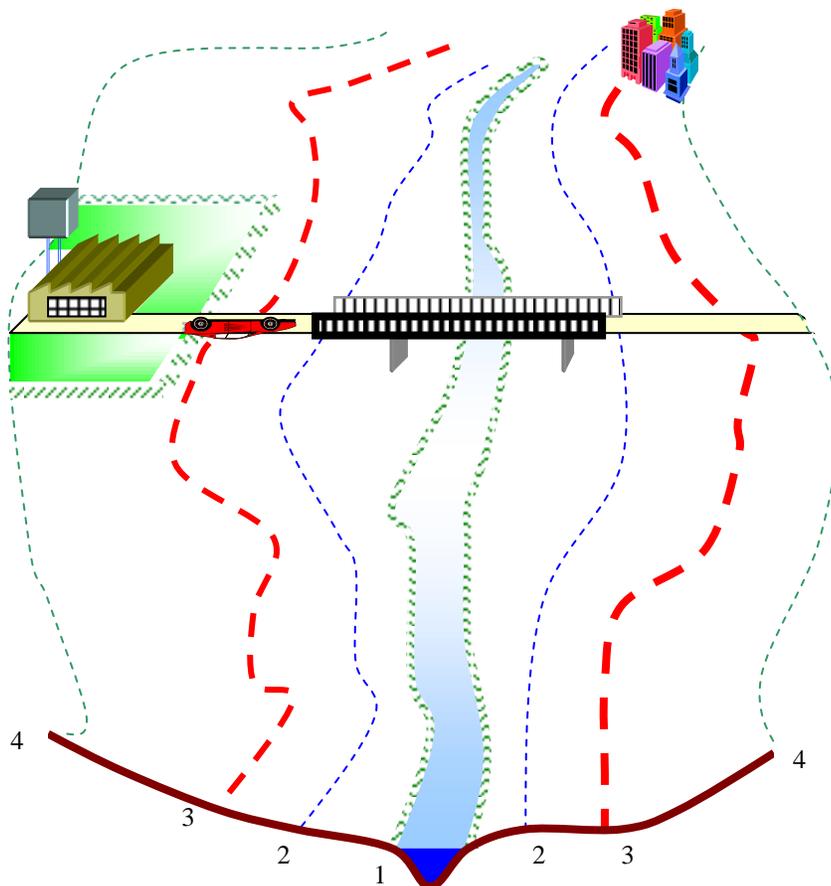
Zoneamento das áreas sujeitas a inundações

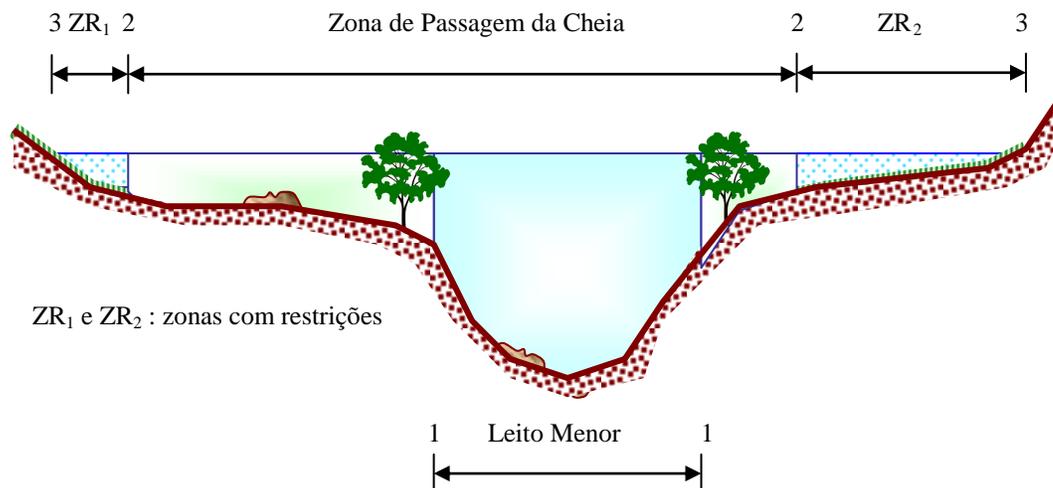
O zoneamento é a definição de um conjunto de regras para a ocupação das áreas de maior risco de inundação, objetivando a minimização futura de perdas materiais e humanas, face às grandes cheias, assim como o desenvolvimento racional das áreas ribeirinhas. No caso de áreas urbanas, a regulamentação do uso das várzeas de inundação deve ser integrada à legislação municipal, através dos chamados planos diretores de drenagem urbana. A

regulamentação deve se apoiar em mapas com a demarcação de sub-áreas com diferentes riscos de cheia e com os devidos critérios de ocupação, esses relativos ao uso e aspectos construtivos.

Condições Técnicas do Zoneamento

O risco de ocorrência de inundação varia com a respectiva cota da várzea. O **leito menor** do trecho fluvial corresponde à seção de escoamento em regime de estiagem ou de níveis médios. O **leito maior** pode ter diferentes lances de acordo com a magnitude da cheia, com a seção transversal considerada e com a topografia da várzea inundável.





Definida a magnitude da cheia contra a qual se pretende proteger e para a qual se deseja regulamentar a ocupação das áreas sujeitas a inundação, a próxima etapa é particionar a planície ou leito maior nas seguintes zonas :

- **Zona de Passagem da Cheia** : parte da seção que trabalha hidráulicamente e permite o escoamento da enchente. Qualquer construção nessa área reduzirá a área de escoamento e provocará a elevação dos níveis de montante. Em termos de planejamento urbano, deve-se manter essa área desobstruída.
- **Zona com Restrições** : área restante da superfície inundável, a qual deve sofrer regulamentação quanto à sua ocupação. Embora essa parte da seção transversal fique inundada durante a passagem da cheia de projeto, as pequenas profundidades e baixas velocidades não contribuem significativamente para a drenagem da enchente.
- **Zona de Baixo Risco** : parte da seção transversal acima do nível da cheia de projeto, a qual está associada a pequenas probabilidades de excedência, sendo ocupada em anos muito excepcionais por pequenas lâminas d'água, com baixas velocidades; para essa área, não haveria regulamentação quanto à sua ocupação.

A zona de passagem da cheia é delimitada através do cálculo de linha d'água para a vazão de pico, essa, em geral, de **tempo de retorno 100 anos**. Para essa vazão, a cota a partir da qual as obstruções provocam acréscimos de níveis Δh , maiores ou iguais a um certo valor de referência h^* , é aquela que define a zona de passagem da cheia. O valor h^* é arbitrado de

forma a representar convenientemente a **relação desejável entre benefícios e perdas**, ao longo da planície de inundação a ser protegida.

Regulamentação das Zonas de Inundação

Zona de Passagem da Cheia : não deve ser permitida nenhuma construção nova e as autoridades regionais ou municipais deverão relocar paulatinamente as construções existentes.

Zona com Restrições : essa zona pode ser subdividida em sub-áreas, de forma que, essencialmente, os seus usos principais sejam :

- Parques e atividades recreativas ou esportivas, cuja manutenção após as cheias seja simples e de baixo custo.
- Habitação com mais de um piso, com o superior situado, no mínimo, no nível da cheia de projeto e estruturalmente protegido contra enchentes.
- Industrial e comercial com áreas de estacionamento, carregamento e armazenamento de equipamentos e maquinários facilmente removíveis ou não sujeitos a danos de cheias; não se deve permitir o armazenamento de produtos perecíveis ou tóxicos.
- Serviços básicos : linhas de transmissão, estradas e pontes.

Zona de Baixo Risco : apesar de não haver restrições quanto ao uso do solo, a Defesa Civil deve cuidar de orientar e alertar a população para a eventual possibilidade de cheias e quanto aos meios de se proteger das perdas delas decorrentes.

Regulamentação das Construções

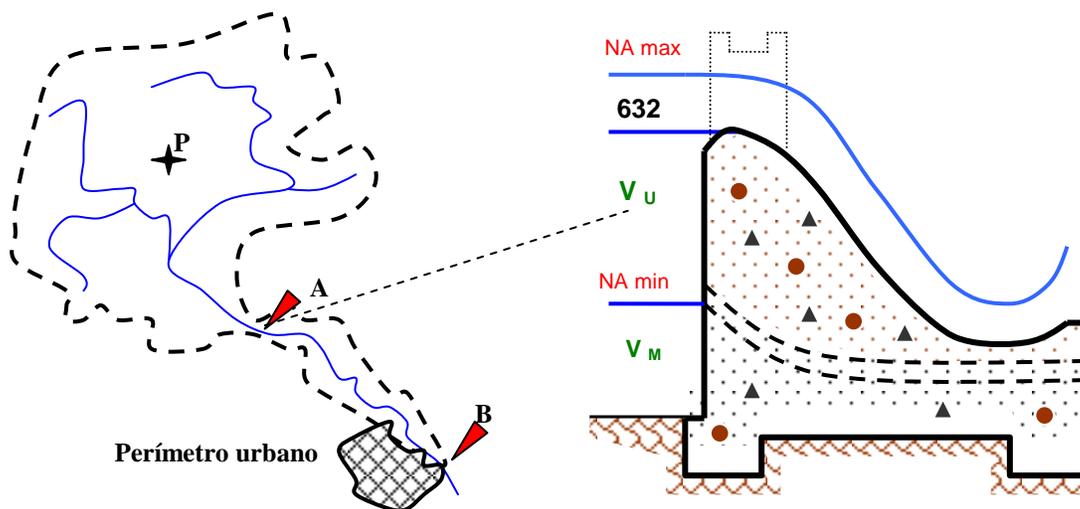
A proteção das habitações é uma medida que depende das condições anteriores à implantação do zoneamento, bem como da capacidade econômica de cada proprietário. Com a implantação do plano de controle de cheias, as autoridades poderão permitir algumas construções em áreas sujeitas a inundações, desde que os seguintes requisitos sejam atendidos :

- Construção de pelo menos um piso com nível superior à cota da cheia de projeto.
- Uso de materiais resistentes à submersão.
- Proibição de armazenamento ou manipulação de materiais inflamáveis.
- Proteção de aterros e encostas contra a erosão (cobertura vegetal ou gabiões).

- As construções devem ser projetadas para resistir a empuxos hidrostáticos, com porões estanques, vedação de aberturas (janelas e portas), válvulas em tubulações de esgoto sanitário e proteção de equipamentos fixos.

Exercício Proposto - O desenho esquemático abaixo mostra a bacia de um determinado rio em cujas margens localiza-se o perímetro urbano de uma cidade, conforme indicado. As descargas desse rio são monitoradas nas estações fluviográficas situadas nas seções A e B; as alturas horárias de precipitação são registradas no posto pluviográfico P. As áreas de drenagem das estações fluviográficas localizadas em A e B são respectivamente 156 e 190 km². Pretende-se construir uma barragem na seção A, cujo volume de reservação deverá ser usado para as finalidades de irrigação e produção de energia hidrelétrica. A barragem deverá ser do tipo gravidade com cerca de 15 m de altura e equipada com vertedor de superfície não controlado com soleira na cota 632 m (NA máximo normal de operação). Use os dados fornecidos nas tabelas que se seguem para :

- ◆ Dimensionar o vertedor pelo critério da *enchente máxima provável*, tal que a vazão máxima defluente não provoque uma elevação sobre o NA máximo normal de operação superior a 2,5 m; e
- ◆ Calcular para a seção B a cota altimétrica máxima resultante da propagação do hidrograma das defluências de projeto pelo trecho de rio entre A e B, verificar a possibilidade de inundação parcial do perímetro urbano e, em caso positivo, propor medidas para o controle de enchentes.



1) Dados flúvio-pluviométricos observados

Em Fevereiro de 1992, ocorreu um evento chuvoso de intensidade uniforme sobre a bacia a montante da seção A; a jusante de A, a precipitação foi insignificante. A tabela 1 apresenta as alturas horárias de precipitação, obtidas pela redução dos pluviogramas do posto P, durante esse evento chuvoso. A tabela 2 mostra as descargas horárias correspondentes, observadas nas estações A e B.

Tabela 1 - Alturas horárias de precipitação registradas no posto P em 14/2/92.

Hora	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22
Chuva (mm)	17,5	12	3	2	1	1

Tabela 2 - Descargas horárias observadas nas seções A e B em 14 e 15/2/92 (m^3/s)

Hora	Posto A	Posto B	Hora	Posto A	Posto B
17	5	5	23	25	69
18	10	6	24	15	43
19	25	7	1	10	24
20	50	14	2	7	18
21	75	31	3	6	16
22	65	58	4	5	14

Recomenda-se considerar o escoamento-base no posto A como constante e igual a $5 m^3/s$, definir o hidrograma unitário e calcular o índice ϕ em mm/h.

2) Precipitação Máxima Provável

O tempo de concentração da bacia a montante de A foi estimado em 7 horas. Estudos meteorológicos definiram a PMP para a duração crítica de 7 horas, fornecendo a altura total de chuva de 125 mm, a qual é suposta uniforme sobre a bacia a montante de A. A desagregação desse total em alturas horárias foi feita com base em eventos observados no posto P; o hietograma horário da PMP apresenta-se na tabela 3.

Tabela 3 - PMP sobre a bacia a montante de A (mm).

Hora	1	2	3	4	5	6	7
Chuva (mm)	18	24	27	20	12	12	12

Recomenda-se separar a chuva efetiva usando o índice ϕ anteriormente calculado, fazer a convolução do HU para obter a EMP afluente ao reservatório. O escoamento-base do hidrograma total pode ser considerado constante e igual a $10 m^3/s$.

3) Dados sobre a barragem e características do reservatório

Cota da crista : 635,50m

Cota do NA máximo normal de operação : 632 m

Altura máxima calculada para a arrebentação de ondas devidas ao vento : 0,50 m

Borda livre recomendada acima do NA máximo maximorum : 0,50 m

Coefficiente de descarga do vertedor : 2,0

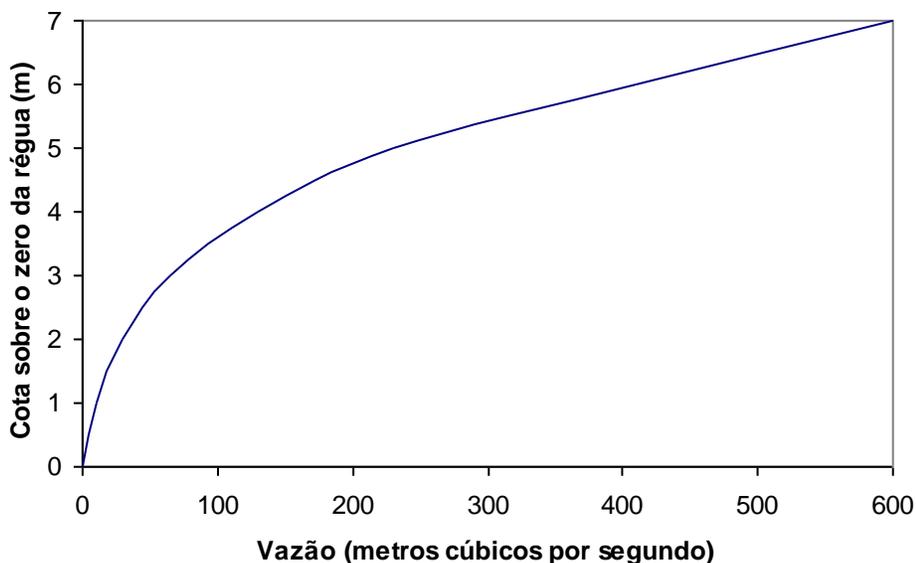
Tabela 4 - Curva Cota-Volume do Reservatório

Cota Altimétrica (m)	Volume (10^6 m^3)	Cota Altimétrica (m)	Volume (10^6 m^3)
620	0	630	5,00
621	0,1	631	6,00
622	0,25	632	7,25
623	0,45	632,5	7,875
624	0,80	633	8,50
625	1,25	633,5	9,125
626	1,80	634	9,75
627	2,45	634,5	10,50
628	3,20	635	11,25
629	4,05	636	13,00

Recomenda-se : a partir de um valor preliminar para a largura do vertedor, propagar a EMP afluente pelo reservatório, usando o método de Puls (ver parte 1 - Engenharia Hidrológica). Em seguida, calcular o hidrograma defluente e verificar se a altura máxima sobre a soleira encontra-se abaixo de 2,50 m. Modificar a largura do vertedor até que se atinja a especificação.

4) Curva chave no posto B

Curva-Chave em B



As seções transversais do rio ao longo do trecho próximo ao perímetro urbano tem forma muito semelhante à seção de controle do posto B. Os bairros da cidade que se estendem ao longo desse trecho sofrem inundações se a cota linimétrica em B atingir valores iguais ou superiores a 3,20 m. A cota altimétrica do zero das régua é 616,230 m.

Recomenda-se usar os hidrogramas observados em A e B (tabela 2) para identificar os parâmetros do método de propagação de Muskingum, utilizar esses parâmetros para propagar o hidrograma defluente de projeto, com descarga inicial de $10 \text{ m}^3/\text{s}$, verificar a descarga máxima em B, obter as cotas linimétrica e altimétrica máximas na seção B.

11. VAZÕES DE ESTIAGENS

11.1 Estiagens

Em uma bacia hidrográfica, um longo período de tempo sem a ocorrência de precipitação conduz à condição de **estiagem**, durante a qual as vazões dos cursos d'água perenes são alimentadas pela lenta drenagem da água armazenada nos lençóis subterrâneos. Durante este período, exemplificado pela estação seca da Figura 11.1, as descargas são consideravelmente inferiores aos seus valores médios anuais e os rios apresentam profundidades e velocidades relativamente muito menores. Essas características do período de estiagem podem ser ainda mais intensificadas, a depender da extensão do intervalo de tempo sem a ocorrência de precipitações importantes ou da insuficiente recarga dos aquíferos durante as estações chuvosas precedentes, dando lugar a anos excepcionalmente secos e críticos do ponto de vista do abastecimento de água em escalas local e/ou regional. A severidade e a frequência com que as vazões de estiagem prolongada ocorrem também estão relacionadas a problemas de abastecimento industrial ou agrícola, à manutenção de calados mínimos para a navegação fluvial, à redução da capacidade de autodepuração dos cursos d'água e à manutenção dos ecossistemas aquáticos e ribeirinhos.

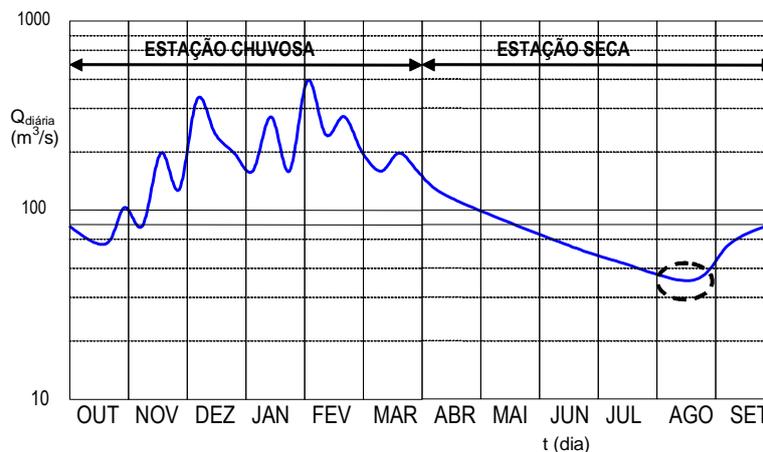


Figura 11.1 - Fluviograma típico de estação fluviométrica do sudeste brasileiro

Os cursos d'água podem ser perenes, intermitentes (Fig. 11.2) ou efêmeros. Nos cursos d'água **perenes**, há escoamento na calha do rio durante todo o tempo. No período de chuvas, a vazão atinge os valores mais elevados, sendo originada do escoamento superficial das águas de chuva, que atingem os fundos de vale, onde estão situados os rios. No período de seca, a vazão escoando é a vazão de base, originada das contribuições das águas subterrâneas. O lençol subterrâneo não desce nunca abaixo do leito do curso d'água, mesmo durante as secas. Observa-se uma sazonalidade dos dados, ditada pelos períodos secos e chuvosos dos anos.

Os cursos d'água **intermitentes** são aqueles situados em regiões áridas ou semi-áridas. Durante o período de seca, o curso d'água permanece seco, não aportando, portanto, nenhuma capacidade de diluição aos despejos. Nestas condições, o lençol freático se encontra em um nível inferior ao do leito do rio. Os períodos com vazão em escoamento estão associados a períodos de chuvas na bacia hidrográfica, e o lençol d'água subterrâneo conserva-se acima do leito fluvial (Villela e Mattos, 1975).

Cursos d'água **efêmeros** existem apenas durante ou imediatamente após os períodos de precipitação e só transportam escoamento superficial. A superfície freática encontra-se sempre a um nível inferior ao do leito fluvial, não havendo, portanto, a possibilidade de deflúvio subterrâneo (Villela e Mattos, 1975).

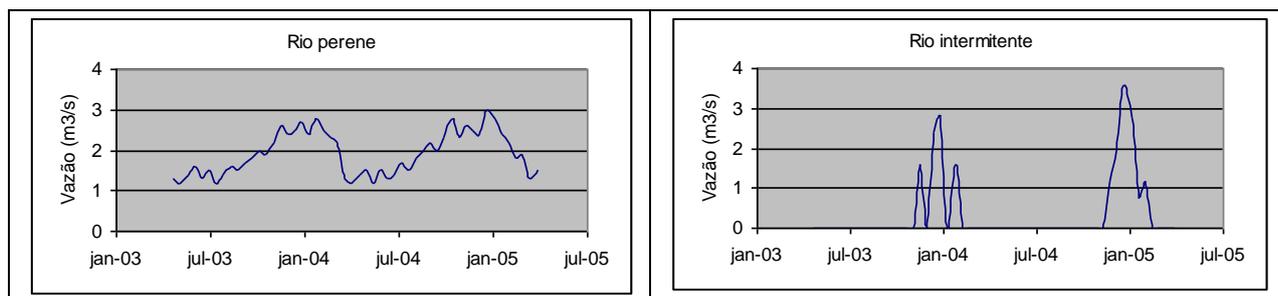


Figura 11.2 - Representação de vazões em cursos d'água perenes e intermitentes ao longo de dois anos

11.2 - Vazões de referência para estudos de modelagem

A utilização dos modelos de qualidade pode ser feita com quaisquer das **vazões de referência** seguintes, dependendo dos objetivos da simulação:

- vazão observada em um determinado período
- vazão média (média anual, média do período chuvoso, média do período seco)
- vazão mínima

A *vazão observada em um determinado período* é utilizada quando se deseja calibrar o modelo, isto é, ajustar os coeficientes do modelo, para que os dados simulados sejam os mais próximos possíveis dos dados observados (medidos) no curso d'água no período em análise.

A *vazão média* é adotada quando se deseja simular as condições médias prevaletentes, quer durante o ano, durante os meses chuvosos ou durante os meses secos. Uma vazão média frequentemente utilizada é a *vazão média de longo período* (Q_{mlp}), que corresponde à média das vazões médias diárias anuais obtidas nas séries históricas da estação fluviométrica.

A *vazão mínima* é utilizada para o planejamento dos recursos hídricos da bacia hidrográfica, para a avaliação do atendimento aos padrões ambientais do corpo receptor, para a alocação de cargas poluidoras e para a concessão de outorgas de captação e de lançamento. A determinação das eficiências requeridas para os tratamentos dos efluentes nos diversos lançamentos deve ser determinada em **condições críticas**. Estas condições críticas no corpo receptor refletem períodos de estiagem e ocorrem exatamente no período de vazão mínima, em que a capacidade de diluição do rio é menor.

A vazão crítica deve ser calculada a partir de dados fluviométricos históricos do curso d'água. Os seguintes métodos têm sido mais frequentemente utilizados para a determinação da vazão de referência:

- **Q_{90}** (ou **Q_{95}**): vazão em que 90% (ou 95%) dos dados diários de *vazão* da série são iguais ou superiores a ela, ou seja, 10% (ou 5%) das vazões diárias são inferiores. Também pode ser entendida como a vazão em que 90% (ou 95%) do *tempo* se tem vazões iguais ou superiores a ela. Corresponde ao percentil 10% (ou 5%).

- $Q_{7,10}$: vazão mínima com um *período de retorno de 10 anos e período de duração de 7 dias consecutivos*. No caso de vazões mínimas, o período de retorno é o tempo médio, em anos, necessário para que ocorram vazões menores ou iguais a um certo valor, uma vez, em um ano qualquer).

O livro “*Hydrological Drought*” (Tallaksen e van Lanen, 2004) aprofunda a caracterização de rios em períodos de seca, e apresenta diversos índices de representação do comportamento de um rio em condições de vazão mínima.

Apresentam-se a seguir o conceito e a metodologia de cálculo das vazões de referência Q_{90} , Q_{95} e $Q_{7,10}$, que têm sido mais utilizadas em nosso meio. Posteriormente, discute-se sobre a regionalização das vazões e a utilização do conceito das *descargas específicas*.

11.2.1 - Vazão de referência Q_{90} (ou Q_{95})

Segundo este conceito, a vazão de referência pode ser extraída da chamada **curva de permanência** das vazões locais. A Figura 11.3 exemplifica três curvas de permanência construídas com base nas vazões médias diárias de estações fluviométricas de três rios distintos. Na figura, o eixo dos X pode ser interpretado como a porcentagem do tempo em que a vazão indicada foi igualada ou superada ao longo do período de registros. Como exemplo, para o rio com a legenda “permeável”, a vazão de referência Q_{90} corresponde, na curva de permanência, ao valor de $0,54 \text{ m}^3/\text{s}$, o qual é igualado ou superado em 90% do tempo. Em cursos d’água com grande variabilidade da vazão, o eixo dos Y do gráfico pode ser expresso em escala logarítmica.

Pela forma da curva de permanência podem ser feitas inferências sobre as características da bacia hidrográfica e o correspondente regime hidrológico. Na Figura 11.3, um dos rios drena uma *bacia permeável*, recebendo alimentação do lençol freático. A pequena variabilidade das vazões é refletida em uma curva de permanência mais plana. Por outro lado, tem-se também um rio que drena uma *bacia mais impermeável*, com um rápido regime de escoamento, uma grande variabilidade das vazões diárias e, em decorrência, uma curva de permanência com maior inclinação. Finalmente, o terceiro rio é intermitente, e na maior parte do tempo não há vazão escoando pela calha, e as vazões de referência Q_{95} , Q_{90} , e mesmo Q_{50} , são iguais a zero.

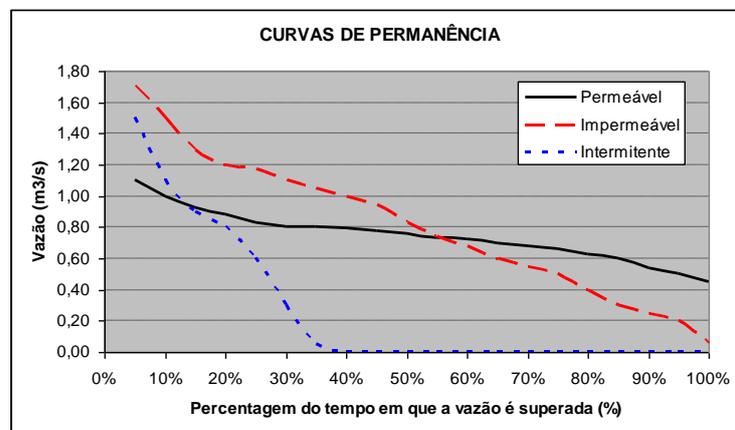


Figura 11.3. Exemplo de curvas de permanência

O conceito de vazão de permanência tem sido utilizado por alguns órgãos ambientais em estudos de avaliação de impacto ambiental e atendimento à legislação. Ele é mais fácil de ser

determinado e melhor compreendido do que a $Q_{7,10}$. Algumas agências utilizam o conceito de Q_{90} , ao passo que outras utilizam o conceito mais restritivo de Q_{95} .

No cálculo destas vazões, deve ser utilizada toda a série histórica dos dados, compreendendo todas as medições diárias (total de dados = N). Os dados são ordenados de forma decrescente, e atribuído um número de ordem para cada um, na seqüência decrescente: $m=1$ para o maior, $m=2$ para o segundo maior, ..., $m=N$ para o menor. Para cada par (m, Q_m), está associada uma probabilidade de que haja uma vazão superior a ela. Esta probabilidade é dada por $P=m/N$. Assim, para a maior vazão da série ($m=1$), a probabilidade da ocorrência de uma vazão superior é $1/N$, para a segunda maior vazão é $2/N$, e assim por diante, até se ter a menor vazão, que tem associada a ela a probabilidade de excedência de $N/N=1$ (=100%).

Na coluna de probabilidades, procura-se o valor mais próximo a 0,90 (90%). A vazão associada a ela é a vazão Q_{90} (90% das vazões são iguais ou superiores, e 10% são inferiores). Como as medições são diárias, pode-se dizer que, em 90% do tempo tem-se vazões iguais ou superiores à vazão Q_{90} .

Pode-se também determinar facilmente os valores de Q_{90} (ou Q_{95}), sem a necessidade do ordenamento dos dados e dos cálculos das probabilidades, utilizando a função PERCENTIL do Excel. Neste caso, deve-se especificar o percentil de 0,10, para Q_{90} (ou 0,05, para Q_{95}).

No caso de cursos d'água intermitentes, as vazões Q_{90} e Q_{95} (e mesmo Q_{50}) são usualmente iguais a zero, uma vez que o escoamento de vazão pela calha do rio fica restrito a pequenos períodos em cada ano.

Exemplo 11.1. Determinação de Q_{90} e Q_{95}

Um curso d'água possui uma série de dados de medição de vazão de 35 anos, com medições diárias. Ao todo, há 12.785 dados diários disponíveis ($N=12.785$). Os valores diários foram ordenados decrescentemente, e parte deles são apresentados na tabela a seguir. Pede-se o cálculo dos valores de Q_{90} e Q_{95} .

Solução:

Os valores de vazão, ordenados de forma decrescente, são apresentados na tabela abaixo, que mostra também a estrutura dos cálculos. Como a série é bastante longa, são apresentados aqui apenas os valores iniciais e outros valores de importância.

No. de ordem	Descargas diárias ordenadas (m ³ /s)	Probabilidade de ocorrência de Q maior	Comentário
m		P=m/N	
1	69,00	0,00008	Maior vazão diária da série (69,00 m ³ /s)
2	69,00	0,00016	
3	69,00	0,00023	
4	69,00	0,00031	
5	68,98	0,00039	
6	68,98	0,00047	
7	68,97	0,00055	
8	68,97	0,00063	
9	68,97	0,00070	
10	68,96	0,00078	
11	68,96	0,00086	
12	68,95	0,00094	
13	68,95	0,00102	
14	68,95	0,00110	
15	68,94	0,00117	
16	68,93	0,00125	
.....	
6393	41,08	0,50004	Percentil 50% (mediana) = 41,08 m ³ /s
.....	
.....	
11507	18,81	0,90004	Q₉₀ = 18,81 m³/s
.....	
.....	
12146	16,00	0,95002	Q₉₅ = 16,00 m³/s
.....	
.....	
12785	13,30	1,00000	Menor vazão diária da série (13,30 m ³ /s)

Os valores obtidos são:

- **Q₅₀ = 41,08 m³/s** (50% dos valores são iguais ou superiores a 41,08 m³/s e 50% dos valores são inferiores a 41,08 m³/s)
- **Q₉₀ = 18,81 m³/s** (90% dos valores de vazão são iguais ou superiores a 18,81 m³/s)
- **Q₉₅ = 16,00 m³/s** (95% dos valores de vazão são iguais ou superiores a 16,00 m³/s)

Caso houvesse sido usada a função PERCENTIL do Excel, aplicada aos dados de vazão da série histórica, com os referenciais de 0,10 (para Q₉₀) e 0,05 (para Q₉₅), teriam sido obtidos os mesmos valores.

11.2.2 - Vazão de referência $Q_{7,10}$

A vazão $Q_{7,10}$ tem sido utilizada em diversas legislações ambientais de proteção da qualidade de corpos d'água, bem como em estudos de abastecimento de água e outorga pelo uso da água.

A vazão $Q_{7,10}$ pode ser entendida como o valor anual da menor média de 7 vazões diárias consecutivas que pode se repetir, em média, uma vez a cada 10 anos (período de retorno de 10 anos). Assim, em cada ano da série histórica, procede-se à análise das 365 médias diárias de vazão. Seleciona-se, em cada ano, o período de 7 dias consecutivos que resulta na menor média de 7 valores. Este é um conceito de *média móvel*, pois a média é calculada para 7 termos, mas vai se movendo (dias 1 a 7; dias 2 a 8; dias 3 a 9 etc). Com os valores da menor média de 7 dias de cada ano procede-se a uma análise estatística, que permite interpolar ou extrapolar o valor para o tempo de retorno de 10 anos.

A razão de se ter, em cada ano, a menor média de 7 dias consecutivos, e não o menor valor absoluto da vazão, visa não tornar o critério excessivamente restritivo, baseando-se em um único e menor valor de vazão. Desta forma, usa-se o conceito de média móvel, que suaviza as séries históricas. No entanto, como será visto adiante, a influência do período de duração da mínima é relativamente pequena, sendo que a maior influência está no período de retorno. Isto porque, no período de seca, a variabilidade da vazão é bem baixa, e os valores médios de 7 dias podem ser bem próximos ao menor valor encontrado.

Em cursos d'água intermitentes, a vazão $Q_{7,10}$ usualmente é igual a zero, pelo fato de prevalecerem, no período de seca de cada ano, vazões nulas na calha do rio.

Exemplo 11.2. Determinação de Q_7

A tabela que se segue apresenta dados de vazão de uma estação fluviométrica, relativos ao mês mais seco de um determinado ano. Apenas os menores valores são apresentados, para simplificar a tabela. Calcular a menor média de 7 dias consecutivos deste ano.

Solução:

A tabela e a figura a seguir apresentam os dados originais de vazão e os valores calculados das médias móveis de 7 dias consecutivos. Os valores medidos são apresentados nas colunas 1 e 2. A coluna 3, da média móvel, é calculada pela simples média aritmética das vazões do dia em questão e dos 6 dias precedentes, tal como mostrado na coluna 4.

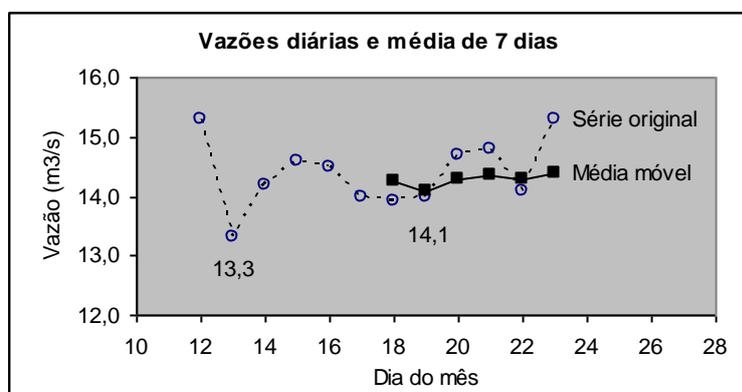
Pela figura, observa-se que a média móvel proporciona uma suavização da série histórica diária original. O menor valor da média de 7 dias consecutivos é $14,1 \text{ m}^3/\text{s}$. Este valor deve ser posteriormente transportado para a análise de frequência (Exemplo 11.3), na qual o menor valor de cada ano é levado em consideração. No Exemplo 11.3, esta vazão de $14,1 \text{ m}^3/\text{s}$ é a quarta menor vazão Q_7 encontrada ($m=4$).

Neste ano em particular, a vazão diária mínima é $13,3 \text{ m}^3/\text{s}$. Naturalmente que este valor é inferior ao da menor média de 7 dias. A menor média é sempre igual ou maior que a vazão

mínima anual. No caso de cursos d'água intermitentes, em que a duração da seca é prolongada, a vazão mínima é igual à média de 7 dias, sendo ambos os valores nulos.

A tabela não apresenta a média dos 6 primeiros dias (dias 12 a 17). Isto é apenas por questão de clareza no presente exemplo. Naturalmente que, com a disponibilidade das vazões nos dias anteriores (dias 6 a 11), a média móvel poderia ser calculada. Apenas no início de toda a série histórica que as 6 primeiras médias não podem ser calculadas.

Dia do mês mais seco	Vazão (m ³ /s)	Vazão média de 7 dias consecutivos (m ³ /s)	Forma de cálculo da média móvel das vazões	Comentário
.....	
12	15,3	-	-	
13	13,3	-	-	Menor Q da série original (Q mín anual): 13,3 m ³ /s
14	14,2	-	-	
15	14,6	-	-	
16	14,5	-	-	
17	14,0	-	-	
18	13,9	14,3	Média dos dias 12 a 18	
19	14,0	14,1	Média dos dias 13 a 19	Menor Q média de 7 dias consecutivos: 14,1 m ³ /s
20	14,7	14,3	Média dos dias 14 a 20	
21	14,8	14,4	Média dos dias 15 a 21	
22	14,1	14,3	Média dos dias 16 a 22	
23	15,3	14,4	Média dos dias 17 a 23	
.....	



Após a determinação da menor média de 7 dias consecutivos de cada ano, parte-se para a análise de frequência e para a determinação da vazão para o período de retorno desejado (no caso, 10 anos). Para tanto, são utilizados os seguintes conceitos:

- T_r = tempo de retorno (anos) ou seja o número médio de anos, para que ocorra uma vazão igual ou inferior à vazão considerada, uma vez, em um ano qualquer
- p = probabilidade da ocorrência de uma vazão igual ou inferior àquela considerada, em um ano qualquer
- N = número de anos com dados disponibilizados para a análise
- m = número de ordem da vazão, após ela ter sido ordenada de forma crescente ($m=1$ para a menor vazão e $m=N$ para a maior vazão)
- vazão = vazão mínima de cada ano, determinada segundo algum critério (pode ser vazão mínima anual, vazão mínima de 7 dias consecutivos, vazão mínima de 30 dias consecutivos etc). No presente caso, para a determinação de $Q_{7,10}$, considera-se a vazão mínima de 7 dias consecutivos (segundo a metodologia utilizada no Exemplo 11.2 para um determinado ano).

A probabilidade acumulada de ocorrência de uma vazão igual ou inferior à considerada, denotada por p , e o tempo de retorno, representado por T_r , são inter-relacionados por meio das expressões:

$$p = \frac{m}{N+1} \quad (11.1)$$

$$T_r = 1/p \quad (11.2)$$

ou:

$$T_r = \frac{N+1}{m} \quad (11.3)$$

$$p = 1/T_r \quad (11.4)$$

Para se determinar a vazão associada a um período de retorno qualquer (ex: 10 anos), deve-se plotar a distribuição dos valores em um gráfico de probabilidade. Para tanto, deve-se assumir uma distribuição de probabilidades para os dados de vazão analisados. Distribuições que têm sido utilizadas para este fim são as de Weibull, Gumbel para valores mínimos, log-normal e Log-Pearson tipo III (Vieira et al, 1997; Tallaksen e van Lanen, 2004). Em geral, considera-se que as distribuições de vazão são limitadas por um valor mínimo (vazão = 0) e costumam não se distribuir de forma simétrica, como em forma de sino (distribuição normal). Tempos de retorno relativamente curtos, que não excedam grandemente o período dos registros fluviométricos, têm sido suficientes para estudos de vazão de estiagem. As estimativas para tempos de retorno mais elevados dependerão, no entanto, do comportamento da cauda inferior da distribuição ajustada (Tallaksen e van Lanen, 2004). No presente texto, são utilizadas as distribuições log-normal e de Weibull.

a) Distribuição log-normal

O Exemplo 11.3 utiliza a *distribuição log-normal*, seguindo a metodologia apresentada por Chow et al (1988). A distribuição log-normal corresponde a se ajustar uma distribuição normal aos logaritmos (\log_{10}) das vazões. A elaboração do gráfico de probabilidade com a distribuição log-normal pode ser efetuada em planilhas eletrônicas. Para tanto, há a necessidade de se calcular Este texto foi extraído parcialmente do capítulo 2 (autoria de Mauro Naghettini e Marcos von Sperling) do livro “Estudos e Modelagem da Qualidade da Água em Rios” de Marcos von Sperling, publicado por DESA, Belo Horizonte, 2007.

os valores da variável Z da distribuição normal padronizada. Isto pode ser feito, no Excel, usando a função INV.NORMP(), que retorna o valor ordenado normal padronizado associado a uma determinada probabilidade acumulativa.

b) Distribuição de Weibull

O Exemplo 11.4 apresenta o ajuste à *distribuição de Weibull*, que é bastante adequada para o caso de vazões mínimas, por ser limitada inferiormente. No caso, utiliza-se a distribuição de Weibull com dois parâmetros, na qual a função de probabilidades acumuladas é dada por:

$$F_x(x) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x}{\beta}\right)^\alpha\right] \quad (11.5)$$

em que α e β são, pela ordem, os parâmetros de forma e escala e x, no presente caso, é a vazão. A estimativa de α e β pode ser feita tendo por base o coeficiente de variação CV (CV = desvio padrão / média = S_x/\bar{X}) da série de vazões mínimas Q_7 e utilizando-se uma tabela auxiliar (Quadro 11.1).

Quadro 11.1 - Relações auxiliares para a estimativa dos parâmetros da distribuição de Weibull

1/α	A(α)	CV	1/α	A(α)	CV	1/α	A(α)	CV
0,000	1,0000	0,0000	0,100	0,9513	0,1203	0,200	0,9181	0,2290
0,005	0,9971	0,0063	0,105	0,9493	0,1259	0,205	0,9168	0,2342
0,010	0,9943	0,0127	0,110	0,9474	0,1316	0,210	0,9155	0,2394
0,015	0,9915	0,0190	0,115	0,9454	0,1372	0,215	0,9143	0,2446
0,020	0,9888	0,0252	0,120	0,9435	0,1428	0,220	0,9131	0,2498
0,025	0,9861	0,0315	0,125	0,9417	0,1483	0,225	0,9119	0,2549
0,030	0,9835	0,0376	0,130	0,9399	0,1539	0,230	0,9107	0,2601
0,035	0,9809	0,0438	0,135	0,9381	0,1594	0,235	0,9096	0,2652
0,040	0,9784	0,0499	0,140	0,9364	0,1649			
0,045	0,9759	0,0559	0,145	0,9347	0,1703			
0,050	0,9735	0,0619	0,150	0,9330	0,1758			
0,055	0,9711	0,0679	0,155	0,9314	0,1812			
0,060	0,9687	0,0739	0,160	0,9298	0,1866			
0,065	0,9664	0,0798	0,165	0,9282	0,1919			
0,070	0,9641	0,0857	0,170	0,9267	0,1973			
0,075	0,9619	0,0915	0,175	0,9252	0,2026			
0,080	0,9597	0,0973	0,180	0,9237	0,2079			
0,085	0,9575	0,1031	0,185	0,9222	0,2132			
0,090	0,9554	0,1088	0,190	0,9208	0,2185			
0,095	0,9533	0,1146	0,195	0,9195	0,2238			

O Quadro 11.1 apresenta as relações exatas entre α , $A(\alpha)$ e CV, mas é limitado a valores de CV até 0,265 (o quadro com maiores valores de CV seria bastante grande). Para resolver este problema, e para facilitar a implementação do procedimento de cálculo em uma planilha eletrônica sem a utilização da tabela auxiliar, efetuou-se uma análise da regressão de α e $A(\alpha)$ em função de CV, conduzindo às equações 11.6 e 11.7, para coeficientes de variação CV compreendidos entre 0 e 1,5. A qualidade dos ajustes obtidos, indicada pelos coeficientes de

determinação R^2 , demonstram que as soluções aproximadas, dadas pelas equações 11.6 e 11.7, **válidas para o intervalo $0 \leq CV \leq 1,5$** , produzem boas estimativas dos parâmetros. Acredita-se que a faixa de valores de CV até 1,5 seja suficiente para cobrir as séries com os valores das vazões mínimas anuais da maior parte dos rios.

$$\alpha = 1,0122.CV^{-1,0779} \quad (R^2 = 0,9998) \quad (11.6)$$

$$A(\alpha) = 0,9982 - 0,4419.CV + 0,4360.CV^2 \quad (R^2 = 0,9972) \quad (11.7)$$

Pelo Quadro 11.1 ou pelas equações 11.6 e 11.7, tendo-se o valor de CV da série de vazões mínimas Q_7 , obtém-se o correspondente valor de $1/\alpha$ (ou α) e o valor de $A(\alpha)$, o qual permite o cálculo de β pela seguinte equação:

$$\beta = \frac{\bar{X}}{A(\alpha)} \quad (11.8)$$

Uma vez estimados os parâmetros da distribuição de Weibull (α e β), pode-se calcular a vazão x correspondente a uma dada probabilidade p , ou a um período de retorno T_r , por meio das seguintes equações:

$$x_p = \beta [-\ln(1-p)]^{1/\alpha} \quad (11.9)$$

$$x_{T_r} = \beta \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]^{1/\alpha} \quad (11.10)$$

Caso o ajuste não seja satisfatório, pode-se tentar outras distribuições. Para estas e outras distribuições, bem como para outros métodos de inferência estatística, recomenda-se a utilização do pacote computacional ALEA, desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG, e disponível para *download* a partir da URL www.ehr.ufmg.br. O programa ALEA também verifica a adequação de cada modelo distributivo por meio dos testes estatísticos de aderência, bem como apresenta gráficos de aderência visual em papel de probabilidade exponencial.

Exemplo 11.3. Determinação de $Q_{7,10}$ usando a distribuição log-normal

A tabela que se segue apresenta dados das vazões mínimas de 7 dias consecutivos (Q_7) para uma série de 35 anos. Cada vazão mínima de 7 dias consecutivos deve ser calculada segundo a metodologia detalhada no Exemplo 11.2. Utilizando um ajuste segundo a distribuição log-normal, pede-se determinar as vazões mínimas para os períodos de retorno de 2 anos, 5 anos, 10 anos ($Q_{7,10}$) e 25 anos.

Solução:

A tabela a seguir apresenta os dados originais e calculados, de acordo com:

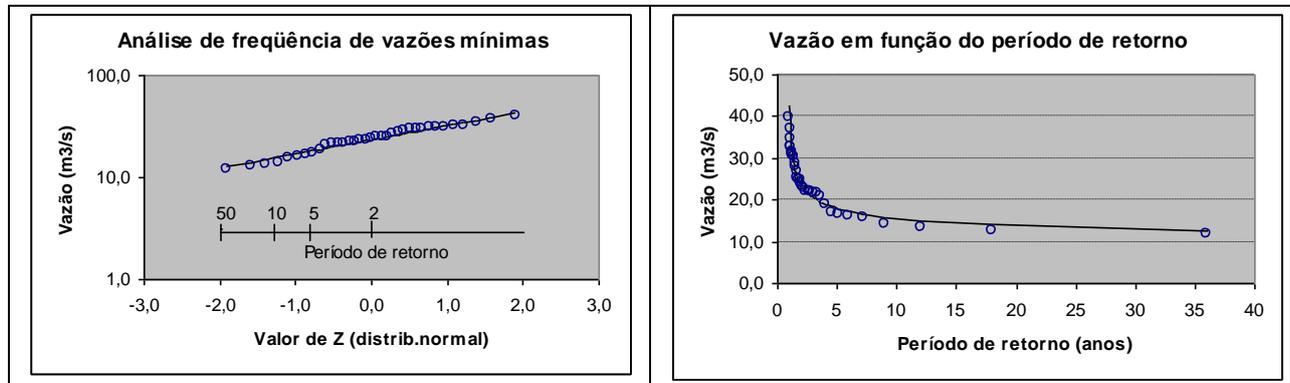
- Número de dados: $N=35$ (35 anos de dados)
- Coluna 1: número de ordem m
- Coluna 2: vazões ordenadas de forma crescente (menor Q_7 de cada ano)
- Coluna 3: tempo de retorno: $T_r = (N+1)/m$ (Equação 11.3)
- Coluna 4: probabilidade de se ter uma vazão menor ou igual: $p=1/T_r$ (Equação 11.4)
- Coluna 5: valor de Z : função $INV.NORMP$ (células de p , coluna 4)
- Coluna 6: \log_{10} da vazão: função $LOG10(Q)$ correspondente na coluna 2)
- Para os dados da coluna 6 (\log_{10} de Q), deve-se calcular a média (neste exemplo, 1,369) e o desvio-padrão (neste exemplo, 0,137). Estes são os parâmetros da distribuição normal dos logaritmos das vazões.
- Coluna 7: os valores calculados segundo a distribuição normal dos logaritmos das vazões são obtidos através de $\log(Q \text{ calculado}) = \text{média do } \log_{10}(Q) + Z \times \text{desvio-padrão do } \log_{10}(Q)$. O valor de Z é extraído da coluna 5, na linha correspondente.
- Coluna 8: para se converter o valor do logaritmo da vazão calculada na própria vazão, deve-se fazer 10 elevado ao $\log_{10}(Q \text{ calculado})$, coluna 7, linha respectiva)

Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col. 6	Col. 7	Col. 8
No. de ordem m	Descargas mínimas anuais Q_7 (m^3/s)	Tempo de retorno (anos) $T_r=(N+1)/m$	Probabilidade de ocorrência de Q menor (%) $P=100/T_r$	Valor de Z da distrib. Normal	$\log_{10}(Q)$ medido	$\log_{10}(Q)$ calculado ($\log Q = \text{méd} + Z * \text{desvpad}$)	Q calculado (m^3/s) ($10^{\log Q_{\text{calc}}}$)
1	12,0	36,00	2,78	-1,915	1,078	1,106	12,8
2	12,7	18,00	5,56	-1,593	1,104	1,150	14,1
3	13,5	12,00	8,33	-1,383	1,130	1,179	15,1
4	14,1	9,00	11,11	-1,221	1,149	1,201	15,9
5	15,6	7,20	13,89	-1,085	1,192	1,220	16,6
6	16,2	6,00	16,67	-0,967	1,210	1,236	17,2
7	16,6	5,14	19,44	-0,862	1,219	1,250	17,8
8	17,1	4,50	22,22	-0,765	1,233	1,264	18,4
9	18,7	4,00	25,00	-0,674	1,272	1,276	18,9
10	21,1	3,60	27,78	-0,589	1,323	1,288	19,4
11	21,6	3,27	30,56	-0,508	1,334	1,299	19,9
12	21,6	3,00	33,33	-0,431	1,334	1,310	20,4
13	21,9	2,77	36,11	-0,355	1,340	1,320	20,9
14	22,2	2,57	38,89	-0,282	1,347	1,330	21,4
15	22,2	2,40	41,67	-0,210	1,347	1,340	21,9
16	22,8	2,25	44,44	-0,140	1,357	1,350	22,4
17	23,4	2,12	47,22	-0,070	1,369	1,359	22,9
18	24,0	2,00	50,00	0,000	1,381	1,369	23,4
19	24,8	1,89	52,78	0,070	1,394	1,378	23,9
20	24,8	1,80	55,56	0,140	1,394	1,388	24,4
21	25,4	1,71	58,33	0,210	1,404	1,398	25,0
22	26,9	1,64	61,11	0,282	1,430	1,408	25,6
23	28,1	1,57	63,89	0,355	1,448	1,418	26,2
24	28,8	1,50	66,67	0,431	1,459	1,428	26,8
25	30,2	1,44	69,44	0,508	1,479	1,439	27,5
26	30,2	1,38	72,22	0,589	1,481	1,450	28,2
27	30,2	1,33	75,00	0,674	1,481	1,461	28,9
28	30,9	1,29	77,78	0,765	1,490	1,474	29,8
29	31,1	1,24	80,56	0,862	1,492	1,487	30,7
30	31,6	1,20	83,33	0,967	1,500	1,502	31,7
31	32,8	1,16	86,11	1,085	1,515	1,518	33,0
32	32,8	1,13	88,89	1,221	1,515	1,536	34,4
33	34,5	1,09	91,67	1,383	1,537	1,559	36,2
34	37,1	1,06	94,44	1,593	1,569	1,588	38,7
35	39,6	1,03	97,22	1,915	1,598	1,632	42,8
N=35					Média = 1,369		
					Desvio-padrão = 0,137		

Elabora-se então o gráfico de probabilidade log-normal (ver abaixo, gráfico da esquerda), que é composto por:

- Eixo X: valores de Z (coluna 5)
- Eixo Y: vazões mínimas de 7 dias consecutivos medidas (Coluna 2) e as vazões mínimas ajustadas à distribuição log-normal (Coluna 8), em escala logarítmica

Pode-se construir também um simples gráfico de $Q \times T_r$ (gráfico da direita), plotando-se no eixo dos X o tempo de retorno (Coluna 3) e no eixo dos Y as vazões mínimas de 7 dias consecutivos medidas (Coluna 2) e as vazões mínimas ajustadas à distribuição log-normal (Coluna 8).



o: vazões Q_7 medidas (coluna 2); ____: vazões Q_7 calculadas (ajustadas à distribuição log-normal – coluna 8)

Observa-se o bom ajuste visual dos dados de vazão à distribuição log-normal. Pelos gráficos, pode-se, partindo do eixo dos X (valores de Z, ou períodos de retorno T_r associados) interpolar, para se obter, no eixo dos Y, a vazão associada ao período de retorno desejado. Caso a série de dados seja pequena (poucos anos), e haja necessidade de se extrapolar para se obter o período de retorno desejado, deve-se ter um grande cuidado, devido aos riscos inerentes a extrapolações em análises de probabilidade.

O cálculo das vazões em função dos tempos de retorno desejados pode ser feito automaticamente, construindo-se uma tabela-resumo auxiliar, para os principais valores de T_r , da forma abaixo:

Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4	Col. 5
T_r (anos)	p (%)	Z	log ₁₀ (Q) calculado (logQ=méd+Z*desvpad)	Q calculado (m ³ /s) (10 ^{logQcalc})
2	50	0,000	1,369	23,4
5	20	-0,842	1,253	17,9
10	10	-1,282	1,193	15,6
25	4	-1,751	1,128	13,4

- Col. 1: período de retorno desejado
- Col. 2: $p=1/T_r$, ou $p(\%)=100/T_r$ (Equação 2.4)
- Col. 3: Z calculado de forma similar à Coluna 5 da tabela maior acima
- Col. 4: calculada de forma similar à Coluna 7 da tabela maior acima, com média=1,369 e desvio-padrão=0,137
- Col. 5: calculada de forma similar à Coluna 8 da tabela maior acima

Este texto foi extraído parcialmente do capítulo 2 (autoria de Mauro Naghettini e Marcos von Sperling) do livro “Estudos e Modelagem da Qualidade da Água em Rios” de Marcos von Sperling, publicado por DESA, Belo Horizonte, 2007.

Pela tabela-resumo, tem-se que $Q_{7,10} = 15,6 \text{ m}^3/\text{s}$. As vazões para os períodos de retorno de 2 anos ($Q_{7,2}$), 5 anos ($Q_{7,5}$) e 25 anos ($Q_{7,25}$) podem ser também obtidas da tabela-resumo. Observa-se a grande influência da definição do tempo de retorno no valor da vazão mínima resultante.

O valor de $Q_{7,10}$ do presente exemplo é inferior ao obtido pelos critérios de Q_{90} e Q_{95} , do Exemplo 11.1. No entanto, a relação entre estas vazões é específica para os presentes dados, não podendo ser extrapolada para outras condições.

Exemplo 11.4. Determinação de $Q_{7,10}$ usando a distribuição de Weibull

As vazões mínimas Q_7 listadas no Exemplo 11.3 para uma série de 35 anos serão também utilizadas neste exemplo. Utilizando um ajuste segundo a distribuição de Weibull, pede-se determinar as vazões mínimas para os períodos de retorno de 2 anos, 5 anos, 10 anos ($Q_{7,10}$) e 25 anos.

Solução:

a) *Determinação do coeficiente de variação da amostra de Q_7*

A média das vazões de Q_7 é $24,477 \text{ m}^3/\text{s}$ e o desvio padrão é $7,210 \text{ m}^3/\text{s}$. Em decorrência, o coeficiente de variação CV é:

$$CV = \text{desvio padrão} / \text{média} = 7,210 / 24,477 = 0,2945$$

b) *Determinação dos parâmetros da distribuição de Weibull*

Com o valor de CV calculado, procede-se ao cálculo de α , $A(\alpha)$ e β , usando as equações 11.6 a 11.8:

$$\alpha = 1,0122 \cdot CV^{-1,0779} = 1,0122 \cdot 0,2945^{-1,0779} = 3,780$$

$$A(\alpha) = 0,9982 - 0,4419 \cdot CV + 0,4360 \cdot CV^2 = 0,9982 - 0,4419 \cdot 0,2945 + 0,4360 \cdot 0,2945^2 = 0,9059$$

$$\beta = (\text{média } Q) / A(\alpha) = 24,477 / 0,9059 = 27,020$$

c) *Determinação das vazões de interesse*

As vazões mínimas para os diferentes tempos de retorno são calculadas por meio da Equação 11.10.

$$x_T = \beta \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]^{1/\alpha} = 27,020 \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]^{1/3,780}$$

Substituindo-se T_r na equação acima, tem-se as diversas vazões de interesse:

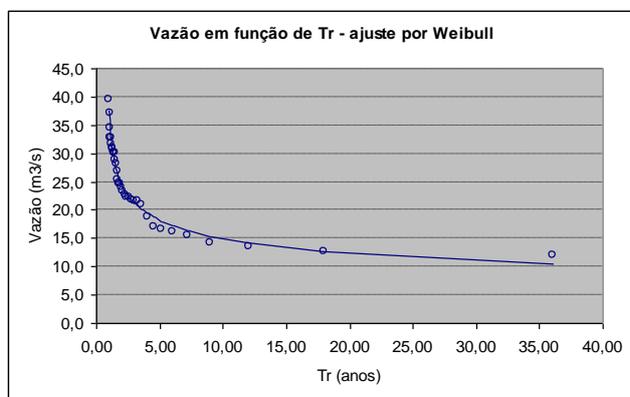
T_r (anos)	p (%)	Q calculado (m^3/s)
2	50	24,5
5	20	18,2
10	10	14,9
25	4	11,6

- T_r = período de retorno desejado
- $p=1/T_r$, ou $p(\%)=100/T_r$ (Equação 11.4)
- Q calculado: equação de X_T acima, para diferentes valores de T_r

Pela tabela-resumo, tem-se que $Q_{7,10} = 14,9 m^3/s$ (valor próximo ao de $15,6 m^3/s$, obtido segundo a distribuição log-normal – Exemplo 11.3).

d) Gráfico das vazões em função do tempo de retorno

As vazões mínimas medidas (Q_7) e ajustadas pelo modelo de Weibull estão apresentadas no gráfico a seguir. O gráfico é construído tendo, no eixo dos X, o tempo de retorno (Coluna 3 do Exemplo 11.3) e, no eixo dos Y, os valores de Q_7 (coluna 2 do Exemplo 11.3, ordenada de forma crescente) e os valores de Q ajustados segundo a distribuição de Weibull (calculados pela equação acima, com os diferentes T_r da Coluna 3). Observa-se o bom ajuste dos dados.



Usualmente a vazão $Q_{7,10}$ é mais restritiva (menores valores) do que as vazões Q_{90} , e mesmo Q_{95} . No entanto, a relação entre elas depende do regime hidrológico do curso d'água.

Na análise da influência do tempo de retorno e da duração da mínima, tem-se que o tempo de retorno exerce uma influência bem maior na determinação do valor da vazão mínima. A pequena influência da duração da mínima reflete a pequena variação das vazões no período de estiagem. A Figura 11.9 mostra um exemplo de valores da vazão mínima (expressa como descarga específica 11.5) para diversos tempos de retorno e de duração da mínima. Os dados foram calculados com base nos registros fluviométricos da Estação Porto Andorinhas, no Rio São Francisco, com uma área de drenagem de $13.300 km^2$, tendo por base 36 anos de dados (Vieira, 1997). Naturalmente que os valores e a relação entre eles são específicos para esta estação fluviométrica, mas situações similares foram identificados em outros cursos d'água perenes.

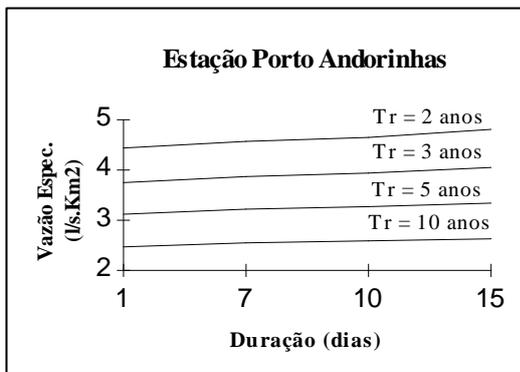


Fig. 11.9. Influência do tempo de retorno (2, 3, 5 e 10 anos) e da duração da mínima (1, 7, 10 e 15 dias) no valor da vazão mínima $Q_{\text{duração da mínima, tempo de retorno}}$. Rio São Francisco, estação Porto Andorinhas (fonte: Vieira et al, 1997)

11.5 - Regionalização de Vazões e Descarga Específica

Deve-se ter em mente, no entanto, que, com muita frequência, a inexistência de registros fluviométricos nas seções fluviais em estudo não permite a estimativa das vazões mínimas de referência pelos métodos de cálculo descritos. Nesses casos, é forçosa a alternativa da **regionalização de vazões**, por meio da qual as informações providas de estações fluviométricas existentes e associadas a bacias de drenagem com características similares à da área estudada são adimensionalizadas e analisadas em seu conjunto, para que, em seguida, possam ser espacializadas e, finalmente, empregadas para se estimar as vazões características em locais não medidos (Naghetini, 2007).

Mesmo que no curso d'água em estudo haja uma estação fluviométrica, é bastante provável que o trecho a ser analisado, após o lançamento dos esgotos, seja em outro local, com uma vazão distinta da obtida na estação fluviométrica.

Em ambos os casos citados acima, uma abordagem que pode ser adotada é a da utilização do conceito de **descarga específica** ($L/s.km^2$). Conhecida a área de drenagem no ponto de lançamento, e adotando-se um valor da descarga específica (advinda dos estudos de regionalização), o produto de ambos conduz à vazão do curso d'água.

A Figura 11.10 ilustra esta situação, na qual se deseja estimar a vazão no curso d'água 1, tendo por base os dados da estação fluviométrica do rio 2. Admite-se que as bacias hidrográficas tenham características similares (a menos da área), e que possibilitem a utilização dos dados de descarga específica da estação fluviométrica do rio 2 para a bacia do rio 1.

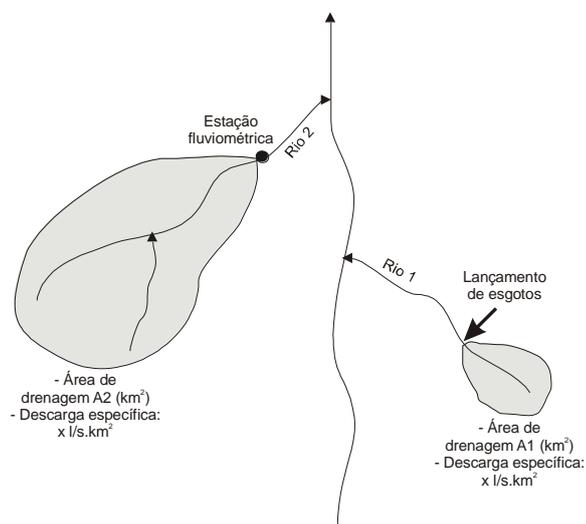


Fig. 11.10. Exemplo de utilização de dados de vazão de uma bacia hidrográfica para outra bacia

Os valores da descarga específica variam grandemente de região para região, em função do clima, topografia, solo, cobertura vegetal etc. Para condições de $Q_{7,10}$, tem-se as faixas de variação apresentadas no Quadro 11.2.

Quadro 11.2. Faixas de descargas específicas em função das condições de disponibilidade hídrica

Disponibilidade hídrica	Faixa de descarga específica em $Q_{7,10}$ (L/s.km ²)
Baixíssima	< 0,1
Baixa	0,1 a 1,0
Intermediária	1,0 a 5,0
Alta	5,0 a 10,0
Bastante alta	> 10,0

Obs: interpretado com base em faixas apresentadas em Hidrosistemas/Copasa (1993)

Exemplo 11.5. Utilização do conceito de descarga específica

No Exemplo 11.3, a vazão $Q_{7,10}$ determinada foi de $15,6 \text{ m}^3/\text{s}$. Nesta estação fluviométrica, a área da bacia de drenagem a montante é 7.200 km^2 . Calcular a vazão $Q_{7,10}$ de um outro curso d'água próximo, com bacia de drenagem com características similares, mas com área de 350 km^2 no ponto de lançamento dos esgotos.

Solução:

Segundo a notação da Figura 11.10:

$$\text{Descarga específica } (Q_{7,10}) \text{ da bacia 2} = (15.600 \text{ L/s}) / (7.200 \text{ km}^2) = 2,17 \text{ L/s.km}^2$$

Admitindo-se que a descarga específica da bacia 2 possa ser aplicada para a bacia 1, tem-se a seguinte vazão do rio 1 no ponto de lançamento dos esgotos:

$$Q_{7,10} = (350 \text{ km}^2) \times (2,17 \text{ L/s.km}^2) = 760 \text{ L/s} = \mathbf{0,760 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Para o estado de Minas Gerais, foi desenvolvido pela Universidade Federal de Viçosa (UFV) um prático programa de computador que possibilita que o usuário visualize o mapa das diversas bacias hidrográficas de Minas Gerais e, ao clicar em determinado ponto do curso d'água selecionado, obtenha diretamente as vazões de referência Q_{mlp} , Q_{95} e $Q_{7,10}$. O programa está disponível no site www.ufv.br/dea/hidrotec. Neste programa, a vazão em determinado ponto do curso d'água não é obtida por simples multiplicação da área pela descarga específica. A descarga (m^3/s) é especificada em função da área de drenagem do curso d'água, por meio da equação multiplicativa obtida em análise da regressão: $Q = a \cdot \text{Área}^b$. O pressuposto desta abordagem é que, em áreas menores, mais próximas às cabeceiras, a geração de vazão poderá ter características diferentes das que ocorrem em uma grande área de drenagem. Cuidados deverão ser tomados no caso de cursos d'água intermitentes, em que as vazões Q_{95} e $Q_{7,10}$ são nulas, pois poderão ser obtidos valores positivos por meio das equações obtidas para as diversas bacias.

Interpretando-se os dados apresentados no programa Hidrotec para Minas Gerais, e seguindo-se a categorização apresentada no Quadro 11.2, obtém-se as faixas típicas das relações entre as vazões de referência: $Q_{95}/Q_{7,10}$; $Q_{90}/Q_{7,10}$; Q_{90}/Q_{95} ; $Q_{mlp}/Q_{7,10}$ (Quadro 11.3). Apesar destes dados terem sido levantados para o estado de Minas Gerais, acredita-se que as relações possam ser usadas em outras regiões, dada a grande diversidade e amplitude da disponibilidade hídrica em MG.

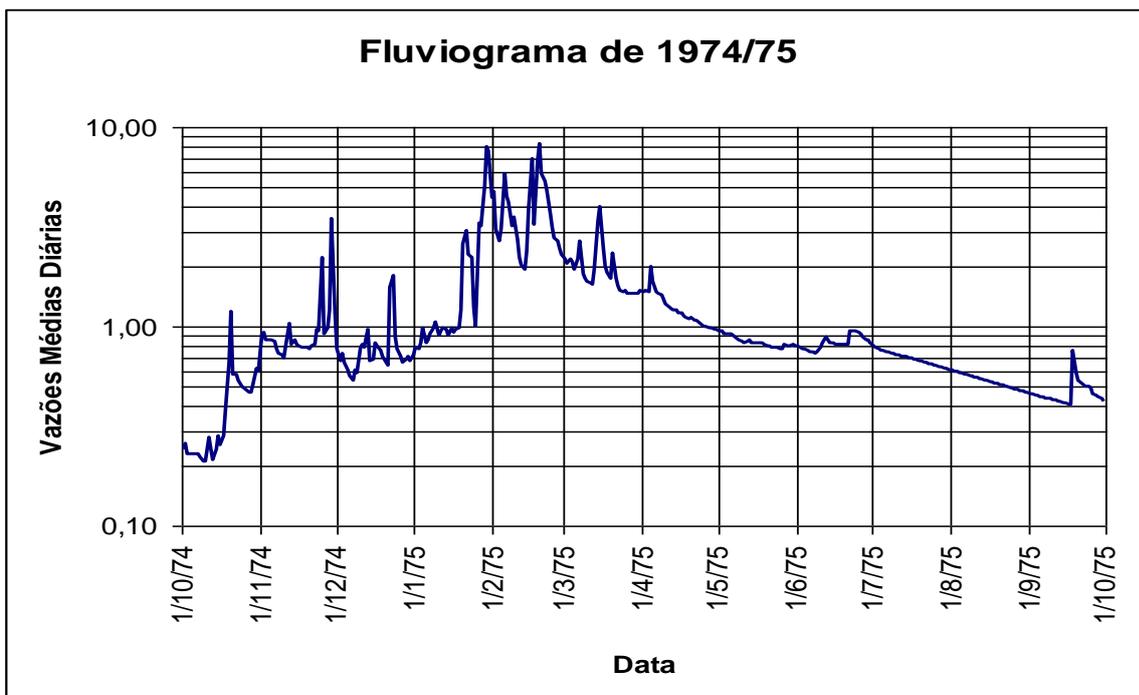
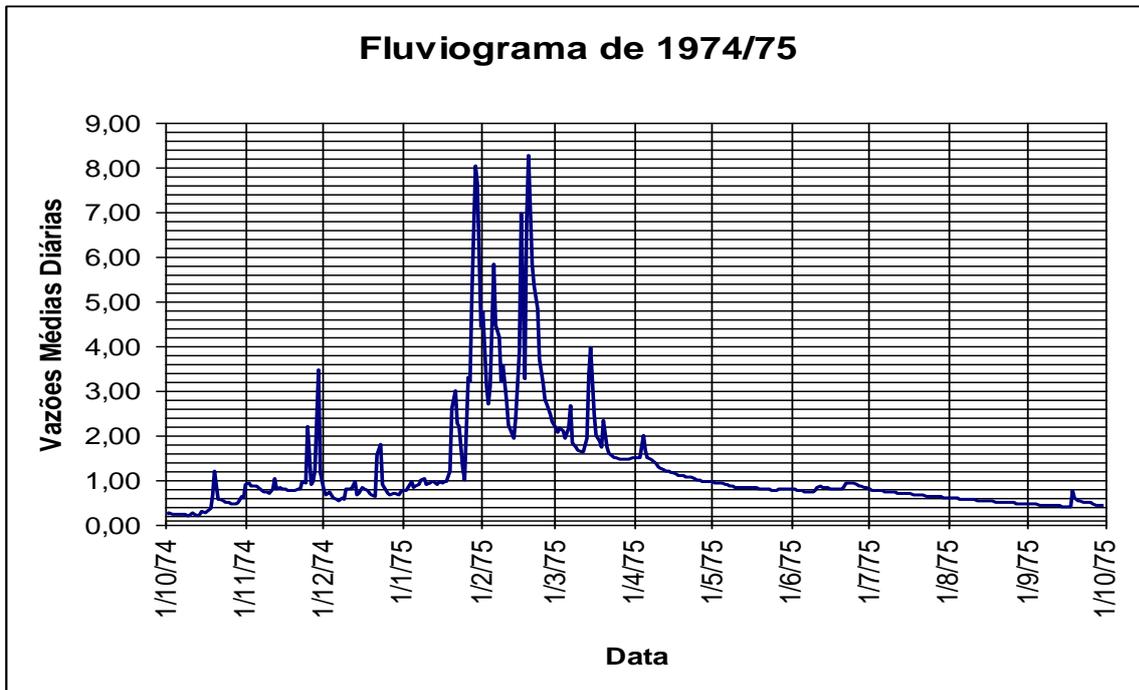
Quadro 11.3. Relações típicas entre as vazões de referência no estado de Minas Gerais, para distintas categorias de disponibilidade hídrica

Disponibilidade e hídrica	Faixa de descarga específica em $Q_{7,10}$ ($L/s.km^2$)	$Q_{95}/Q_{7,10}$	$Q_{90}/Q_{7,10}$	Q_{90}/Q_{95}	$Q_{mlp}/Q_{7,10}$
Baixa	0,1 a 1,0	1,5 a 2,3	1,8 a 3,2	1,2 a 1,5	6 a 15
Intermediária	1,0 a 5,0	1,2 a 1,6	1,4 a 2,0	1,2 a 1,3	3 a 5
Alta	5,0 a 10,0	1,1 a 1,4	1,3 a 1,7	1,2 a 1,4	3 a 5

Q_{mlp} : vazão média de longo período

Exercícios

1) Considere as vazões médias diárias do ano hidrológico 1974/75 ilustradas nos fluviogramas que se seguem.

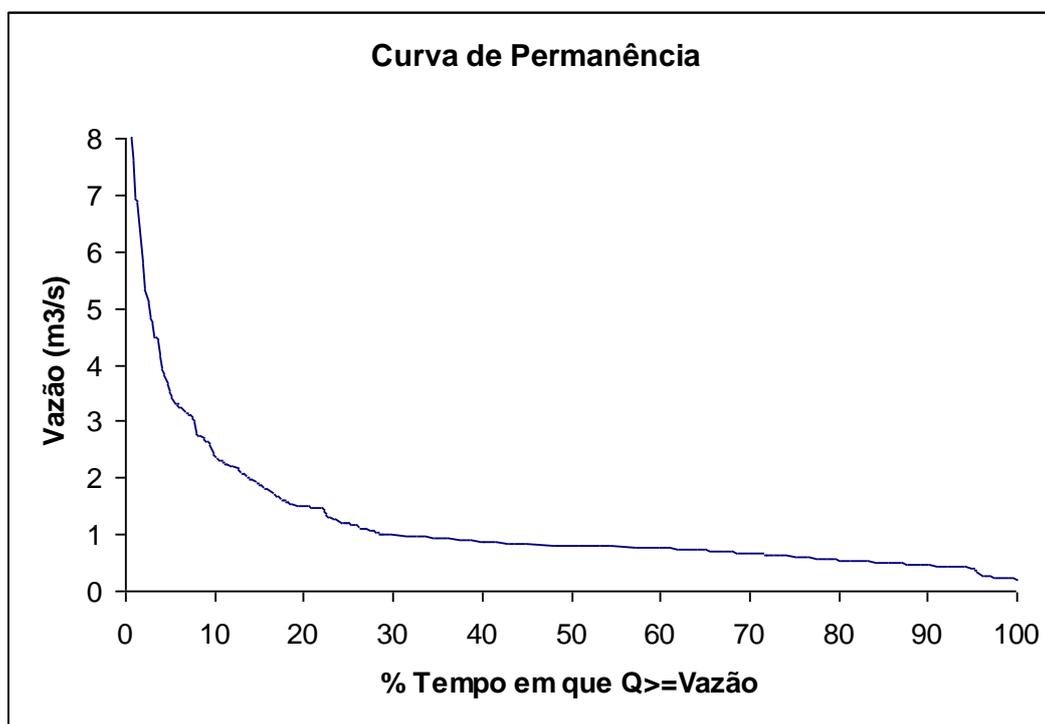


A *curva de permanência* é uma variação do diagrama de freqüências relativas acumuladas, na qual a freqüência de não superação é substituída pela porcentagem de um intervalo de tempo específico em que o valor da variável, indicado em abscissas, foi igualado ou superado. Em

Este texto foi extraído parcialmente do capítulo 2 (autoria de Mauro Naghetti e Marcos von Sperling) do livro “Estudos e Modelagem da Qualidade da Água em Rios” de Marcos von Sperling, publicado por DESA, Belo Horizonte, 2007.

hidrologia, a curva de permanência é muito usada para ilustrar o padrão de variação de vazões, assim como o é para indicadores de qualidade da água, tais como turbidez de um trecho fluvial, dureza da água e concentrações de sedimento em suspensão, entre outros. Em particular, é freqüente o emprego da curva de permanência de vazões para o planejamento e projeto de sistemas de recursos hídricos e, também, como instrumento de outorga de direito de uso da água em alguns estados brasileiros. Por exemplo, a Superintendência de Recursos Hídricos do Estado da Bahia pode outorgar, para um novo usuário dos recursos hídricos de domínio daquele estado, até 80% da vazão denotada por Q_{90} , ou seja, a vazão local que é igualada ou superada em 90% do tempo.

Genericamente, a curva de permanência de vazões de uma dada seção fluvial, para a qual se dispõe de N dias de registros fluviométricos, pode ser construída do seguinte modo: (a) ordene as vazões Q em *ordem decrescente*; (b) atribua a cada vazão ordenada Q_m a sua respectiva ordem de classificação m ; (c) associe a cada vazão ordenada Q_m a sua respectiva freqüência ou probabilidade empírica de ser igualada ou superada $P(Q \geq Q_m)$, a qual pode ser estimada pela razão (m/N) e (d) lance em um gráfico as vazões ordenadas e suas respectivas porcentagens $100(m/N)$ de serem igualadas ou superadas no intervalo de tempo considerado. A curva de permanência, correspondente aos fluviogramas ilustrados anteriormente está ilustrada na figura que se segue.



Os registros fluviométricos desta estação estendem-se de 1965/66 a 1999/2000. Para esse período, têm-se as seguintes vazões médias anuais:

Ano	Média	Ano	Média	Ano	Média	Ano	Média
66	1,5	75	1,2	84	1,7	93	2,9
67	1,3	76	1,4	85	2,0	94	2,3
68	1,4	77	2,5	86	3,0	95	1,4
69	2,5	78	2,2	87	2,5	96	1,9
70	1,6	79	2,0	88	2,5	97	2,1
71	3,0	80	2,3	89	2,7	98	2,0
72	2,1	81	2,2	90	2,0	99	2,3
73	1,4	82	2,4	91	1,7	2000	1,6

Este texto foi extraído parcialmente do capítulo 2 (autoria de Mauro Naghettini e Marcos von Sperling) do livro "Estudos e Modelagem da Qualidade da Água em Rios" de Marcos von Sperling, publicado por DESA, Belo Horizonte, 2007.

74	1,7	83	1,5	92	2,7		
----	-----	----	-----	----	-----	--	--

Considerando todo o período, a média das vazões anuais é 2,0429 e o desvio-padrão é 0,51237. Observe que o ano mais seco é o de 1974/75, cuja variabilidade intra-anual está ilustrada pelos fluviogramas dados. Responda às seguintes questões:

- Suponha que no dia 11/4/2008 você tenha sido encarregado de prever a vazão média diária de 31/08/2008. Sabendo que a vazão média diária observada em 10/4/2008 é 0,90 m³/s e de posse somente dos fluviogramas dados, calcule a vazão prevista.
- Uma indústria deseja se instalar às margens do local em questão e pretende lançar no curso d'água os seus efluentes *in natura*. Depois de realizado o estudo de autodepuração, verificou-se que a vazão de diluição necessária é de 0,7 m³/s. Considerando o ano mais crítico de vazões do período histórico, pergunta-se qual é a porcentagem do tempo em que a vazão do curso d'água irá conseguir realizar o processo de autodepuração, sob as condições estudadas.
- Sob a legislação brasileira, um rio é considerado de domínio estadual se sua nascente e foz localizarem-se dentro do território de um estado da federação. Neste caso, as questões de outorga de uso de recursos hídricos são de prerrogativa do estado e regem-se sob a legislação estadual. Na Bahia, por exemplo, a máxima vazão outorgável é a chamada Q90, ou seja, aquela que foi superada ou igualada em 90% do tempo. Supondo que o curso d'água em estudo seja de domínio baiano, estime a máxima vazão que pode ser outorgada a um irrigante que deseja aproveitar parte das afluições do curso d'água em estudo.
- Referindo-se às médias anuais do período de 1965/66 a 1999/2000 e supondo que essas vazões tenham distribuição Normal, calcule as seguintes probabilidades: $P(Q < 2,5)$, $P(2,1 < Q < 2,6)$, $P(Q < 1)$ e $P(Q > 3)$.
- Para que um eventual aproveitamento de recursos hídricos seja viável economicamente é necessária uma vazão constante de 1 m³/s. Com base nas informações disponíveis, você acha que o curso d'água em questão pode atender a demanda mencionada? Que alternativas (qualificar e quantificar) são possíveis?

2) Alguns outros estados brasileiros, a exemplo de Minas Gerais, adotam como referência a vazão média mínima anual de 7 dias de duração e de tempo de retorno 10 anos, geralmente denotada por $Q_{7,10}$. Para um dado ano de registros fluviométricos, tal como o exemplificado pelos fluviogramas do exercício 1, o valor Q_7 anual corresponde à média das sete menores vazões consecutivas ocorridas naquele período. Para um conjunto de vários anos de registros fluviométricos, é necessário proceder à análise de frequência dos respectivos valores anuais de Q_7 , para que possa ter a estimativa da vazão de referência $Q_{7,10}$.

No caso de vazões mínimas anuais, tais como as vazões Q_7 , o conceito de tempo de retorno também é aplicável, muito embora tenha que ser redefinido como o tempo médio, em anos, necessário para que ocorra o evento A: {a variável X (ou Q_7) é menor ou igual a um certo valor} uma vez, em um ano qualquer. Assim definido e contrariamente ao conceito válido para enchentes, a relação entre o período de retorno T , em anos, e a probabilidade $F = P(X \leq x)$ agora é $T = 1/F$. Sabe-se que as vazões médias mínimas, tais como a Q_7 , são valores limitados inferiormente. Se de fato, nesse contexto, a menor vazão possível é a vazão nula. Apesar de que qualquer distribuição de probabilidade, cuja variável aleatória tenha limite inferior, possa ser usada para modelar eventos mínimos, é muito freqüente a utilização da distribuição de Weibull para esse fim. Embora essa distribuição possa ser prescrita com 2 ou 3 parâmetros, limita-se a descrição que se segue ao modelo distributivo de 2 parâmetros. Nesse caso, as funções densidade de probabilidade e de probabilidades acumuladas de Weibull são dadas respectivamente por

$$f_x(x) = \alpha x^{\alpha-1} \beta^{-\alpha} \exp\left[-\left(\frac{x}{\beta}\right)^\alpha\right], \text{ para } x \geq 0 \quad \alpha, \beta > 0 \quad (1)$$

$$F_x(x) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x}{\beta}\right)^\alpha\right] \quad (2)$$

nas quais α e β são, pela ordem, os parâmetros de forma e escala. Esses parâmetros são relacionados às medidas populacionais de posição e dispersão por meio das seguintes relações:

$$E(X) = \beta \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right), \text{Var}(X) = \beta^2 \left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{\alpha}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \right] \quad (3)$$

onde $\Gamma(\alpha)$ representa a função gama, dada pela integral $\Gamma(\alpha) = \int_0^\infty t^{\alpha-1} \exp(-t) dt$, cujas soluções

numéricas encontram-se tabeladas em diversos livros-texto de matemática. Dada uma amostra de vazões médias Q_7 mínimas anuais, pode-se estimar os parâmetros da distribuição de Weibull, por meio da substituição do valor esperado e a variância populacionais, na equação 3, pelas respectivas estimativas amostrais. As soluções simultâneas do sistema podem ser mais facilmente obtidas, através do coeficiente de variação amostral CV . Formalmente,

$$\frac{1}{CV} = \frac{\hat{E}(X)}{\sqrt{\hat{\text{Var}}(X)}} = \frac{\bar{X}}{S_x} = \frac{\Gamma(1+1/\alpha)}{\sqrt{\Gamma(1+2/\alpha) - \Gamma^2(1+1/\alpha)}} = \frac{A(\alpha)}{\sqrt{B(\alpha) - A^2(\alpha)}} \quad (4)$$

Arbitrando-se um conjunto de valores possíveis de α , pode-se calcular o numerador e o denominador da equação 4, os quais são tabelados, em seguida, para diversos valores de CV , tal como apresentado na tabela 1. Na seqüência, o parâmetro β pode ser estimado por:

$$\hat{\beta} = \frac{\bar{X}}{A(\alpha)} \quad (5)$$

Tabela 1 – Relações auxiliares para a estimativa do parâmetro de escala de Weibull α .

1/Alfa	A(Alfa)	B(Alfa)	CV	1/Alfa	A(Alfa)	B(Alfa)	CV	1/Alfa	A(Alfa)	B(Alfa)	CV
0,000	1,0000	1,00000	0,0000	0,105	0,9493	0,9155	0,1259	0,210	0,9155	0,8863	0,2394
0,005	0,9971	0,9943	0,0063	0,110	0,9474	0,9131	0,1316	0,215	0,9143	0,8860	0,2446
0,010	0,9943	0,9888	0,0127	0,115	0,9454	0,9107	0,1372	0,220	0,9131	0,8858	0,2498
0,015	0,9915	0,9835	0,0190	0,120	0,9435	0,9085	0,1428	0,225	0,9119	0,8856	0,2549
0,020	0,9888	0,9784	0,0252	0,125	0,9417	0,9064	0,1483	0,230	0,9107	0,8856	0,2601
0,025	0,9861	0,9735	0,0315	0,130	0,9399	0,9044	0,1539	0,231	0,9105	0,8856	0,2611
0,030	0,9835	0,9687	0,0376	0,135	0,9381	0,9025	0,1594	0,232	0,9103	0,8856	0,2621
0,035	0,9809	0,9641	0,0438	0,140	0,9364	0,9007	0,1649	0,234	0,9098	0,8856	0,2642
0,040	0,9784	0,9597	0,0499	0,145	0,9347	0,8990	0,1703	0,235	0,9096	0,8856	0,2652
0,045	0,9759	0,9554	0,0559	0,150	0,9330	0,8974	0,1758	0,2355	0,9095	0,8856	0,2657
0,050	0,9735	0,9513	0,0619	0,155	0,9314	0,8960	0,1812	0,2360	0,9094	0,8856	0,2662
0,055	0,9711	0,9474	0,0679	0,160	0,9298	0,8946	0,1866	0,2361	0,9093	0,8856	0,2663
0,060	0,9687	0,9435	0,0739	0,165	0,9282	0,8933	0,1919	0,2362	0,9093	0,8856	0,2664
0,065	0,9664	0,9399	0,0798	0,170	0,9267	0,8922	0,1973	0,2363	0,9093	0,8856	0,2665
0,070	0,9641	0,9364	0,0857	0,175	0,9252	0,8911	0,2026	0,2364	0,9093	0,8856	0,2666
0,075	0,9619	0,9330	0,0915	0,180	0,9237	0,8901	0,2079	0,2364	0,9093	0,8856	0,2667
0,080	0,9597	0,9298	0,0973	0,185	0,9222	0,8893	0,2132	0,2364	0,9093	0,8856	0,2667
0,085	0,9575	0,9267	0,1031	0,190	0,9208	0,8885	0,2185	0,2364	0,9093	0,8856	0,2667
0,090	0,9554	0,9237	0,1088	0,195	0,9195	0,8878	0,2238	0,2364	0,9093	0,8856	0,2667
0,095	0,9533	0,9208	0,1146	0,200	0,9181	0,8872	0,2290	0,2364	0,9093	0,8856	0,2667
0,100	0,9513	0,9181	0,1203	0,205	0,9168	0,8867	0,2342	0,2364	0,9093	0,8856	0,2667

A Tabela 1 apresenta as relações exatas entre α , $A(\alpha)$ e CV , mas é limitado a valores de CV até 0,2667. Para resolver este problema, e para facilitar a implementação do procedimento de cálculo em uma planilha eletrônica sem a utilização da tabela auxiliar, efetuou-se uma análise da regressão de α e $A(\alpha)$ em função de CV , conduzindo às equações 6 e 7, para coeficientes de variação CV compreendidos entre 0 e 1,5. A qualidade dos ajustes obtidos, indicada pelos coeficientes de determinação R^2 , demonstram que as soluções aproximadas, dadas pelas equações 6 e 7, **válidas para o intervalo $0 \leq CV \leq 1,5$** , produzem boas estimativas dos parâmetros. Acredita-se que a faixa de valores de CV até 1,5 seja suficiente para cobrir as séries com os valores das vazões mínimas anuais da maior parte dos rios.

$$\alpha = 1,0122.CV^{-1,0779} \quad (R^2 = 0,9998) \quad (6)$$

$$A(\alpha) = 0,9982 - 0,4419.CV + 0,4360.CV^2 \quad (R^2 = 0,9972) \quad (7)$$

Pela tabela 1 ou pelas equações 6 e 7, tendo-se o valor de CV da série de vazões mínimas Q_7 , obtém-se o correspondente valor de $1/\alpha$ (ou α) e o valor de $A(\alpha)$, o qual permite o cálculo de β pela equação 5. Uma vez estimados os parâmetros da distribuição de Weibull, pode-se calcular o quantil x correspondente a uma dada probabilidade F , ou a um período de retorno T , por meio da função inversa de $F_X(x)$ na equação 2, ou seja:

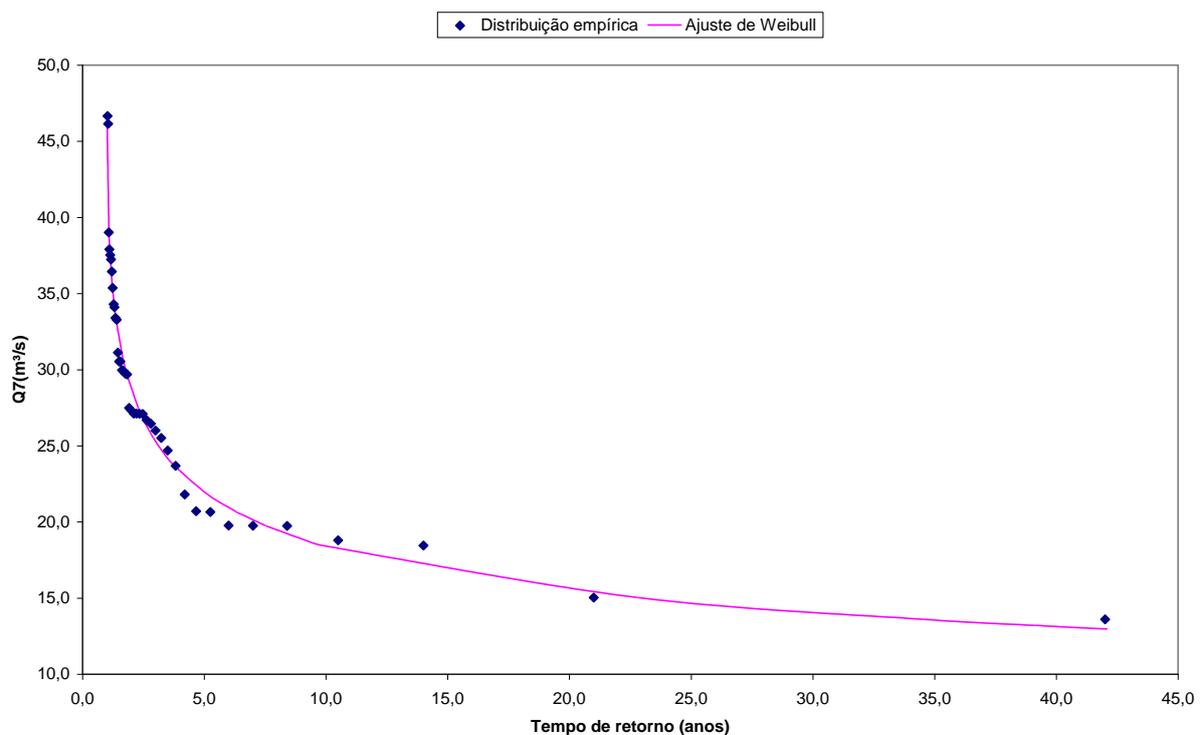
$$x_F = \beta [-\ln(1-F)]^{1/\alpha} \text{ ou } x_T = \beta \left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right) \right]^{1/\alpha} \quad (8)$$

O procedimento de cálculo, acima descrito, encontra-se automatizado no programa de computador ALEA, o qual está disponível para *download* a partir da URL <http://www.ehr.ufmg.br>. Por fim, cabe assinalar, entretanto, que, com muita frequência, a inexistência de registros fluviométricos nas seções fluviais em estudo não permite a estimativa das vazões mínimas de referência pelos métodos de cálculo descritos. Nesses casos, é forçosa a alternativa da regionalização de vazões, por meio da qual as informações providas das estações fluviométricas existentes são adimensionalizadas e analisadas em seu conjunto, para que, em seguida, possam ser espacializadas e, finalmente, empregadas para se estimar as vazões características em locais não medidos. Um exemplo desse tipo de estudo é o volume intitulado “Deflúvios Superficiais em Minas Gerais” (Hidrosistemas, 1993), correntemente empregado pelo IGAM – Instituto Mineiro de Gestão das Águas – como instrumento de análise para concessão de outorgas em Minas Gerais.

De acordo com a legislação mineira, a máxima vazão outorgável em uma dada seção fluvial corresponde a 30% da $Q_{7,10}$. A Tabela 2 apresenta as Q_7 mínimas anuais, extraídas das vazões médias diárias observadas no rio Paraopeba em Ponte Nova do Paraopeba. As estatísticas amostrais pertinentes ao cálculo são $\bar{X} = 28,475$ e $S_x = 7,5956$. **Use o procedimento de cálculo descrito para a distribuição de Weibull, para estimar a máxima vazão outorgável nesse local.** Para verificar a qualidade do ajuste, é recomendável elaborar um gráfico entre as Q_7 observadas e o modelo distributivo de Weibull, tal como o mostrado na seqüência. Esse gráfico foi feito de acordo com as seguintes etapas: (i) classifique as Q_7 observadas em ordem crescente; (ii) atribua o número de ordem m aos valores classificados, sendo $m=1$ para o menor e $m=N$ para o maior; (iii) associe às vazões ordenadas os tempos de retorno empíricos estimados por $(n+1)/m$; (iv) faça o ajuste de parâmetros da distribuição de Weibull, conforme anteriormente descrito; (v) estime os quantis teóricos de Weibull para diferentes tempos de retorno, por meio da equação 6 e (vi) verifique a qualidade do ajuste, lançando em um mesmo gráfico as vazões observadas com seus respectivos tempos de retorno empíricos, bem como as vazões estimadas por Weibull para diferentes tempos de retorno, usando T em abcissas e Q_7 em ordenadas.

Tabela 2 - Q_7 (m^3/s) anuais para o Rio Paraopeba em Ponte Nova do Paraopeba

Ano	Q_7	Ano	Q_7	Ano	Q_7
1938	46,7	1952	34,1	1966	34,3
1939	37,9	1953	26,5	1967	27,1
1940	33,4	1954	18,8	1968	29,7
1941	39,0	1955	15,0	1969	19,8
1942	33,3	1956	20,7	1970	27,3
1943	46,1	1957	27,1	1971	13,6
1944	30,5	1958	31,1	1972	26,7
1945	35,4	1959	19,7	1973	29,9
1946	30,5	1960	21,8	1974	24,7
1947	36,4	1961	29,7	1975	20,7
1948	26,0	1962	27,5	1976	25,5
1949	37,5	1963	18,5	1977	23,7
1950	30,0	1964	19,8	1978	27,1
1951	27,1	1965	37,2		



Este texto foi extraído parcialmente do capítulo 2 (autoria de Mauro Naghettini e Marcos von Sperling) do livro “Estudos e Modelagem da Qualidade da Água em Rios” de Marcos von Sperling, publicado por DESA, Belo Horizonte, 2007.