

2000/2001



# INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

---

Eng<sup>a</sup>. CIVIL

## HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS

A. C. QUINTELA

IST 1996



## CAPÍTULO 1

## ÁGUA, RECURSOS HÍDRICOS E HIDROLOGIA

## 1.1 - A ÁGUA E O HOMEM

A água é essencial à Vida: é o componente principal dos tecidos vivos e um factor indispensável para a fotossíntese que está na origem do ciclo da Vida sobre o Planeta. As plantas produzem matéria orgânica a partir da fotossíntese e os animais alimentam-se de plantas e de outros animais, constituindo as cadeias alimentares.

O corpo humano contém cerca de 70% de água em peso e o Homem necessita de absorver em média dois litros de água por dia, metade por ingestão de líquidos e outra metade por ingestão de alimentos sólidos. Pode viver 50 dias sem comer, mas, em geral, perece após quatro dias sem água.

Por isso o Homem das sociedades primitivas facilmente reconheceu a sua forte dependência da água e sentiu como o ambiente lhe poderia ser adverso pelo efeito das cheias e das secas. Não estando apto a aprofundar os conhecimentos sobre aqueles fenómenos, passou a associar a água ao sobrenatural.

Com o desenvolvimento das antigas civilizações - algumas das quais floresceram, com base na água, nas planícies de grandes rios: rio Amarelo, Tigre, Eufrates, Nilo e Indo - a água passou a estar omnipresente nas mitologias, associada a deuses e divindades, e inspirou numerosas lendas.

Em ritos de muitas regiões actuais a água figura como agente purificador.

## 1.2 CICLO HIDROLÓGICO E RECURSOS HÍDRICOS

O ciclo hidrológico é a sequência fechada de fenômenos pelos quais a água passa do globo terrestre para a atmosfera, na fase de vapor, e volta àquele nas fases líquida ou sólida.

A passagem da água para a atmosfera sob a forma de vapor processa-se por evaporação e evapotranspiração. O vapor de água, transportado pela circulação atmosférica, alimenta as nuvens a partir das quais se forma a precipitação.

Após várias vicissitudes, parte da água precipitada dá lugar ao escoamento superficial e outra parte infiltra-se e origina o escoamento subterrâneo nos mantos aquíferos.

O escoamento superficial dirige-se para os rios que alimentam os lagos ou os oceanos enquanto o escoamento subterrâneo pode encaminhar-se para os rios ou, directamente, para os lagos e oceanos.

Fecha-se, assim, o ciclo hidrológico, igualando-se o volume de água que atinge os oceanos e o volume de água que eles perdem por evaporação.

A energia para a vaporização da água e para a circulação atmosférica provém do Sol, que aparece intimamente ligado à água no ciclo hidrológico e também no ciclo da Vida no Globo.

O escoamento superficial constitui resposta rápida à precipitação e cessa pouco tempo depois dela.

O escoamento subterrâneo nos aquíferos porosos dá-se com grande lentidão e continua por longo tempo após ter terminado a precipitação que o originou. Devido a estas características e ao próprio efeito de armazenamento nos aquíferos, o escoamento subterrâneo tem menor variabilidade no tempo.

Os recursos hídricos são constituídos pela água em movimento no ciclo hidrológico que pode ser utilizada pelo Homem e o seu carácter renovável provém da natureza fechada do ciclo hidrológico.

Os recursos hídricos classificam-se em potenciais e utilizáveis ou disponíveis. Os recursos potenciais correspondem à extracção máxima teoricamente possível de água do ciclo hidrológico. Os recursos utilizáveis são necessariamente inferiores aos primeiros em virtude de parte da água em circulação se perder necessariamente para as utilizações em consequência da sua desadaptação às necessidades, tanto do ponto de vista da distribuição espacial e temporal como do da qualidade.

Para concretizar aquelas noções, refira-se que toda a água que passa num rio em condições naturais constitue recurso potencial, mas só uma fracção é utilizável, pois a restante perde-se devido à irregularidade com que ocorre. A albufeira criada por uma barragem transfere a água do rio dentro de um mesmo ano, da época húmida para a época seca, ou dos anos húmidos para os anos secos e, assim, permite aumentar a fracção utilizável.

Os recursos utilizáveis podem, portanto, ser aumentados à custa de intervenções, no ciclo hidrológico mediante a transferência de água no espaço e no tempo ou a melhoria da sua qualidade, por forma a colocá-la à disposição dos utilizadores. Os próprios recursos potenciais também podem ser aumentados, como é o objectivo da precipitação provocada ou da dessalinização da água do mar.

As águas subterrâneas, embora oferecendo geralmente menores quantitativos, apresentam, em princípio, vantagens sobre as águas superficiais: melhor qualidade e menor variabilidade no tempo.

As obras necessárias para tornar os recursos utilizáveis, para além dos sistemas de distribuição de água, podem consistir em captações subterrâneas, barragens, estações de tratamento de água e sistemas de transporte, por vezes, a longa distância. São obras de projecto e execução demoradas, o que obriga a que o planeamento dos recursos hídricos deva ser feito a longo prazo, para se

evitarem situações de carência de água, que não se podem remediar capazmente com medidas de emergência.

Importa ter presente que os recursos hídricos utilizáveis estão sempre associados ao risco de insuficiência no fornecimento de água. Para além das falhas materiais dos sistemas para aproveitamento da água, tal risco deriva do carácter aleatório da ocorrência da precipitação.

Assim, não pode assegurar-se garantia absoluta no fornecimento de água. Com efeito, se um sistema hidráulico for dimensionado para ser plenamente suficiente admitindo a ocorrência de um determinado ano extremamente seco, será sempre possível ter lugar um ano ainda mais seco, no qual se verificaria insuficiência.

O fornecimento de água é, assim, feito sempre com risco, maior ou menor.

É comum aceitar-se que o abastecimento de água a uma cidade seja em média insuficiente em 5 anos num intervalo de 100 anos, o que se traduz dizendo que o risco de insuficiência do fornecimento é de 5%.

A fixação do risco de fornecimento de um dado volume de água é um problema económico: menores riscos envolvem menores prejuízos provocados pela insuficiência de água, mas implicam maiores dispêndios na construção dos sistemas hidráulicos.

### 1.3 - A ÁGUA NO MUNDO ACTUAL

A água está presente nas mais diversas actividades do Homem, sendo utilizada actualmente com fins muito diferentes:

- domésticos e públicos (ou municipais),
- agrícolas,
- pecuários e piscícolas,

- industriais,
- ecológicos,
- de navegação,
- de produção de energia eléctrica,
- de recreio e turismo,
- de recepção de águas residuais.

Até um passado recente, as necessidades de água cresceram gradualmente, acompanhando o lento aumento populacional.

A era industrial trouxe a elevação do nível de vida e o rápido crescimento da população mundial:

1000 milhões em 1800,  
 2000 milhões em 1930,  
 4400 milhões em 1980,  
 6200 milhões previstos em 2000.

A expansão urbanística, a industrialização, a agricultura e a pecuária intensivas e ainda a produção de energia eléctrica - que estão estreitamente associadas à elevação do nível de vida e ao crescimento populacional - passaram a exigir dramáticos quantitativos de água.

As necessidades para uso doméstico e público por habitante e dia dependem do nível de vida e da dimensão do aglomerado populacional, como se pode apreciar no quadro seguinte:

NECESSIDADES DOMÉSTICAS E PÚBLICAS  
VALORES MÉDIOS DIÁRIOS POR HABITANTE

(1)

Pequeno aglomerado rural em África	15-35
Pequeno aglomerado rural em Portugal (com distribuição domiciliária)	50
Lisboa (1980)	280
Nova Iorque	1050
São Francisco	1400

As necessidades de água para rega dependem das condições climáticas e do modo de rega e as necessidades industriais dependem das tecnologias. Para dar uma ideia destas últimas, citam-se os seguintes volumes de água necessários por tonelada de produto acabado:

- papel	60 a 500 m <sup>3</sup> /t
- aço	60 a 200 m <sup>3</sup> /t
- fibras artificiais e plásticos.	500 a 2000 m <sup>3</sup> /t

A produção de um simples ovo, num país industrializado, pressupõe a utilização de um metro cúbico de água.

A água para rega pode representar grande percentagem da necessidade total de um País. É de cerca de 50% nos E.U.A. onde os volumes de água captada em 1975 se repartiram da seguinte forma:

VOLUMES DE ÁGUA CAPTADA NOS E.U.A. EM 1975

USO	ÁGUA CAPTADA (%)
Agricultura	50,9
Energia termoelétrica	24,6
Indústria	14,1
Municipal	8,0
Minas	1,9
Vários	0,5
	100,0

Os vários usos correspondem a consumos efectivos de água em proporções muito diferentes dos volumes utilizados, sendo nalguns deles a água restituída na quase totalidade aos meios naturais.

A água restituída após ter sofrido um determinado uso constitui a sobra desse uso, cuja percentagem em relação à água utilizada é variável não só com o uso como com a tecnologia e, nalguns casos, com o clima.

### SOBRAS DE USOS DE ÁGUA

USO	SOBRAS (%)
Rega	20%
Municipal	30%
Energia termoelétrica	98,5%
Energia hidroelétrica	~100%

A satisfação das necessidades de água põe actualmente sérios problemas às comunidades. Para além dos grandes quantitativos exigidos, o uso de água em muitos casos prejudica fortemente a sua qualidade e a água restituída aos meios naturais, para além de não poder ser reutilizada sem tratamento prévio, é nociva ao próprio ambiente.

É bem conhecida a poluição provocada pelos usos domésticos, públicos e industriais. A refrigeração de centrais termoelétricas exige grandes volumes de água, mas pequenos consumos percentuais; origina, no entanto, poluição térmica.

Os adubos e os pesticidas utilizados intensamente na agricultura actual são prejudiciais à qualidade da água, mesmo sem rega. Com efeito, esses produtos são arrastados pela água da precipitação para os aquíferos ou para os rios e lagos naturais ou artificiais. Os pesticidas são nocivos em si próprios e os adubos originam um excesso de substâncias nutrientes na água (eutrofização), que produz nos lagos a proliferação de plâncton, algas e ervas aquáticas. Estes seres morrem e decompõem-se, dando lugar ao consumo do

oxigênio da água.

Dificuldades crescentes na satisfação das necessidades de água, em consequência dos elevados quantitativos requeridos e também dos efeitos da alteração da qualidade de água resultantes da sua utilização, começaram a ser sentidos com inquietação nos países industrializados na década de cinquenta.

Com a finalidade de diminuir os volumes de água captada, têm sido adotadas tecnologias exigentes de menores quantitativos de água ou menos poluidoras e tem-se procedido à reutilização e reciclagem da água.

O alcance destas medidas é evidenciado pelo quadro seguinte:

VOLUMES DE ÁGUA CAPTADA NO CICLO HIDROLÓGICO PARA VÁRIOS USOS  
E RECICLADA EM INDÚSTRIAS NOS E.U.A. (milhões de m<sup>3</sup>/dia)

	1975	2000
Água captada	1373	1215
Água reciclada na indústria	526	3276

Apesar do crescimento populacional e do desenvolvimento sócio-econômico, os volumes de água tomada do ciclo hidrológico não aumentarão nos E.U.A. entre 1975 e o ano 2000, prevendo-se, porém, aumento muito substancial da água reciclada na indústria.

Para além dos problemas de satisfação das necessidades de água, põem-se problemas do domínio do excesso de água, que pode causar níveis freáticos demasiado elevados, submersão, erosão dos solos e efeitos das correntes nos cursos de água e zonas marginais.

A submersão ou níveis freáticos demasiados elevados podem ocorrer nas zonas baixas dos vales, em consequência de dificuldades da evacuação da água por via superficial ou subterrânea, respectivamente.

A submersão pode ser provocada pela acumulação nas zonas baixas do escoamento superficial, originado em zonas próximas, ou pelo extravasamento dos cursos de água dos seus leitos normais, durante as cheias.

A erosão hídrica afecta substancialmente os recursos do solo e os recursos hídricos. Os seus efeitos directos consistem na perda de solos cultiváveis ou ocupáveis por floresta e na modificação de leitos fluviais. A jusante das zonas de erosão, podem depositar-se sedimentos, provocando, entre outros, os seguintes efeitos negativos:

- degradação de terrenos e prejuízos nas culturas;
- subida dos leitos da rede hidrográfica, com o conseqüente aumento da frequência e importância das inundações e dificuldades para a navegação fluvial;
- obstrução de sistemas de drenagem urbanos e agrícolas;
- redução da capacidade de armazenamento de albufeiras.

O excesso de água na rede hidrográfica pode dar origem a velocidades capazes de provocar erosões nos leitos e a inundação dos campos marginais.

As correntes nas zonas de inundação podem causar a degradação de terrenos de cultura (alvercamentos e deposições de sedimentos grosseiros) e danos importantes em infraestruturas (pontes, estradas, redes eléctricas, telefónicas, de distribuição de água e de saneamento), edifícios e equipamentos.

Em variados problemas decorrentes da satisfação das necessidades de água e do domínio da água em excesso, surgem frequentemente interesses antagónicos.

Considere-se, por exemplo, o caso de uma albufeira destinada simultaneamente ao fornecimento de água para produção de energia hidroelétrica e para rega e amortecimento das cheias a jusante.

Para um mesmo valor da albufeira quanto maior for o amortecimento das cheias pretendido, maior será a parcela do volume da albufeira a reservar para o efeito e, portanto, menor o volume disponível para a regularização, diminuindo, conseqüentemente, o volume de água que é possível fornecer.

Além disso, a distribuição de caudais regularizados que conduza ao maior valor da produção hidroelétrica não coincidirá com a distribuição correspondente ao maior volume de água utilizável para rega, cuja distribuição no tempo é determinada pelas condições meteorológicas.

As crescentes necessidades de água, a limitação dos recursos hídricos, o antagonismo entre alguns usos e os prejuízos causados pelo excesso de água exigem que a utilização e o domínio da água em termos otimizados, integrando-se na política de desenvolvimento económico-social dos territórios.

Assim, governos e instituições internacionais têm-se preocupado desde um passado relativamente recente com os aspectos científicos e educacionais do planeamento e da gestão dos recursos hídricos e com as estruturas institucionais para a respectiva implementação.

#### 1.4 - A ÁGUA EM PORTUGAL

Portugal não pode ser considerado um país desfavorecido em recursos hídricos, como resulta da comparação dos valores médios anuais da precipitação e do escoamento em Portugal, com os valores relativos a Espanha, à Europa e à América do Norte.

VALORES MÉDIOS ANUAIS DA PRECIPITAÇÃO E DO ESCOAMENTO

Território	Precipitação		Escoamento	
	Altura (mm)	Volume (milhões de m <sup>3</sup> )	Altura (mm)	Volume por habit. e dia (m <sup>3</sup> )
Portugal	1010	33000 <sup>i</sup> (64000) <sup>ii</sup>	370 -	10,0 (19,5)
Espanha	630	106 000	210	8,3
Europa	734	3 100 000	319	16
América do Norte	670	6 000 000	287	51

(i) Exclui escoamento proveniente de Espanha, CCCN 1972

(ii) Inclui escoamento proveniente de Espanha, depois de deduzidos desvios previstos, CCCN 1972

População aproximada em Portugal e em Espanha em 1975: 9 000 000 e 35 000 000.

Os valores indicados nas colunas com a designação altura representam as espessuras da lâmina de água que seriam atingidas se os volumes da precipitação ou do escoamento se distribuíssem uniformemente sobre os respectivos territórios.

Os volumes médios anuais do escoamento em Portugal, considerando ou não a contribuição dos rios com origem em Espanha, representam de modo geral os recursos potenciais. Os recursos utilizáveis são-lhe inferiores e constituídos em mais de 90% por águas superficiais, que, devido à irregularidade da distribuição temporal, exigem albufeiras de regularização para se tornarem utilizáveis em quantidades significativas.

O Grupo de Trabalho criado por iniciativa da Comissão de Combustíveis e Centrais Nucleares (CCCN) da então Junta de Energia Nuclear avaliou em 1972, mediante procedimentos sumários, que os recursos utilizáveis anualmente poderiam atingir 21 000 milhões de m<sup>3</sup> (incluindo a contribuição dos escoamentos provenientes de Espanha, igual a cerca de 40% daquele valor).

O mesmo Grupo de Trabalho obteve estimativas das necessidades e dos consumos efectivos de água verificados em 1970 e previstos para 2010, tendo concluído que, à escala do País e admitindo a resolução de problemas de poluição, a satisfação das necessidades de água até ao ano de 2010 parece poder ser assegurada, embora exija transferências de águas entre regiões.

Julga-se indispensável realizar a muito curto prazo uma avaliação mais rigorosa das necessidades de água e dos recursos utilizáveis, pois o respectivo balanço é instrumento indispensável para o planeamento e a gestão dos recursos hídricos. Na avaliação dos recursos, a contribuição dos rios provenientes de Espanha deve ser analisada com particular cuidado, tendo em conta a sua importância relativa e a existência de condicionamentos supranacionais.

A desejável elevação do nível e da qualidade de vida dos portugueses passa pela resolução urgente dos problemas da água e pela sua melhor utilização. Há que desenvolver eficazmente programas e realizações nos seguintes domínios:

As exigências são muitas, os recursos financeiros poucos, as interações dos problemas da água complexas e os seus usos por vezes conflituosos.

Impõe-se, assim, entre outras, as seguintes medidas:

- inventariação dos recursos e das necessidades de água e respectivo balanço, a actualizar em permanência;
- definição dos objectivos e das orientações gerais do planeamento e gestão dos recursos hídricos, com integração na política de desenvolvimento económico-social do País e atendendo

- a condicionamentos de ordem regional e sectorial;
- definição de medidas institucionais para a gestão dos recursos hídricos;
- selecção de projectos e formulação de programas.

A gestão dos recursos hídricos em termos eficientes exige não só conhecimentos científicos e técnicos especializados na área dos recursos hídricos como também a consciência dos problemas da água e das possibilidades e limitações da intervenção humana na sua resolução, por parte de políticos, de responsáveis pelo planeamento e pelas decisões e por parte do público em geral.

#### 1.5 - DEFINIÇÃO, METODOLOGIA E ÂMBITO DA HIDROLOGIA

A hidrologia, segundo a definição do U.S. Federal Council for Science and Technology reproduzida em muitas obras, como por exemplo, CHOW 1964, QUINTELA 1967 e LINSLEY, KOHLER e PAULHUS 1982 é a ciência que trata das águas da Terra, da sua ocorrência, circulação e distribuição, das propriedades físicas e químicas e da sua interacção com o ambiente, incluindo a relação com os seres vivos.

A definição apresentada por WMO 1982 em Guide to Hydrological Practices coincide praticamente com a anterior, embora não mencione a relação da água com os seres vivos, implicitamente incluída na relação com o ambiente.

Em geral, e nesta obra em particular, a hidrologia é considerada num âmbito mais restrito: limitada aos fenómenos que decorrem à superfície ou no interior dos continentes e das ilhas.

A hidrologia como ciência pura visa o estudo dos fenômenos de natureza física, química e biológica envolvidos nos processos hidrológicos.

O seu objectivo essencial foi considerado no passado, e ainda é frequentemente, como o de servir de base à gestão dos recursos hídricos. Nesta perspectiva, a hidrologia tem o carácter de ciência aplicada e recebe as designações de hidrologia aplicada ou hidrologia de engenharia, em oposição à de hidrologia teórica, com índole essencialmente de ciência pura.

A necessidade de avaliar valores de grandezas hidrológicas para serem utilizados na gestão dos recursos hídricos tem obrigado frequentemente ao tratamento empírico dos processos hidrológicos, antes de se ter conseguido o esclarecimento dos mecanismos nele intervenientes. Nesta conformidade, é usual o recurso em hidrologia a métodos estatísticos e estocásticos, em cuja aplicação pouco intervém a análise dos fenômenos. Mesmo os mais sofisticados modelos hidrológicos determinísticos (modelos construídos para simular fenômenos hidrológicos de acordo com a compreensão dos seus mecanismos) recorrem, em geral, para descrever alguns sub-processos, a funções determinadas empiricamente.

Atendendo a que uma ciência será tanto mais adulta quanto maior for o desenvolvimento dos aspectos de ciência pura em relação aos de ciência aplicada, a hidrologia é uma ciência jovem, em especial quando comparada com ciências afins como a meteorologia, a climatologia e a geologia. Contrariamente a estas, que há muito se separaram das ciências-mães (agricultura e minas), a hidrologia foi por muito tempo considerada como disciplina subsidiária da engenharia hidráulica e, mais modernamente, da gestão dos recursos hídricos (KLEMES 1982), o que necessariamente implicou atraso no desenvolvimento dos aspectos de ciência pura.

Deve, no entanto, notar-se que actualmente a própria gestão dos recursos hídricos requer a melhoria das bases científicas da hidrologia.

A hidrologia aplicada esteve, num passado relativamente recente, vol

tada essencialmente para os aspectos quantitativos da água, embora tratasse também da sua qualidade (sobretudo em condições naturais e, em particular, no âmbito da hidrogeologia e da sua influência na geomorfologia. Modernamente, assume importância relevante na hidrologia a qualidade de água, nomeadamente nos aspectos que decorrem da acção humana, e, de modo geral, a relação da água com o ambiente.

Designações várias são utilizadas para referir áreas de especialização da hidrologia, algumas delas em ligação com ciências afins: hidrologia de superfície, hidrologia subterrânea, (ou hidrogeologia quando é dominante a consideração dos aspectos geológicos) hidrologia agrícola, hidrologia florestal, hidrologia urbana, hidrologia de vertentes, hidrometeorologia, limnologia, potamologia e glaciologia.

## CAPÍTULO 2

## CICLO HIDROLÓGICO

## 2.1 - DESCRIÇÃO GERAL

O ciclo hidrológico é a sequência fechada de fenômenos pelos quais a água passa do globo terrestre para a atmosfera, na fase de vapor, e volta àquele, nas fases líquida ou sólida - Fig. 3.1.

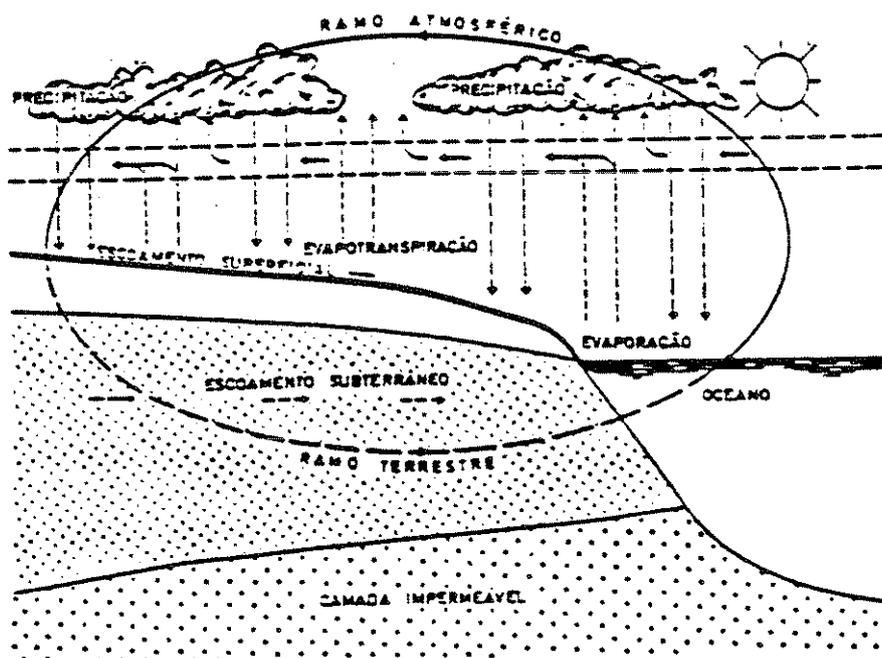


Fig. 3.1 - Ciclo hidrológico (adaptado de PEIXOTO e KETTANI 1973).

A passagem da água para a atmosfera sob a forma de vapor dá-se por evaporação e transpiração, cujo processo conjunto se designa por evapotranspiração. O vapor de água, transportado pela circulação atmosférica, alimenta as nuvens a partir das quais se forma a precipitação.

Após várias vicissitudes, parte da água precipitada nos continentes dá lugar ao escoamento superficial, outra parte infiltra-se e origina o escoamento subterrâneo nos mantos aquíferos (ou simplesmente aquíferos) e a parte restante é devolvida directamente à atmosfera.

O escoamento superficial dirige-se para os rios que alimentam os lagos ou os oceanos enquanto o escoamento subterrâneo pode encaminhar-se para os rios ou, directamente, para os lagos e oceanos.

Fecha-se, assim, o ciclo hidrológico, igualando-se o volume de água que atinge os oceanos, por precipitação directa ou por escoamento proveniente dos continentes, e o volume de água que eles perdem por evaporação.

Os principais processos envolvidos no ciclo hidrológico são os seguintes (PEIXOTO 1973 ):

- transferência da água do globo terrestre para a atmosfera por evaporação, sublimação e transpiração de plantas e animais;
- condensação parcial do vapor de água da atmosfera em partículas líquidas e sólidas constituindo aerossóis (nuvens e nevoeiros);
- transporte de vapor de água pela circulação atmosférica;
- transferência da água da atmosfera para a superfície do Globo (precipitação sobre os continentes e deposição de orvalho e geada);
- retenção e escoamento da água na superfície dos continentes ou no seu interior, dando origem à formação de rios, lagos, glaciares e aquíferos, acabando uma parcela por atingir os oceanos e retornando a outra di

rectamente à atmosfera.

Assim, o ciclo hidrológico inclui trocas de água entre a hidrosfera, a atmosfera, as camadas superiores da litosfera e organismo vivos.

Com excepção dos processos biológicos, os processos anteriores são do tipo termodinâmico e hidrodinâmico e nele intervêm as seguintes formas de energia:

- energia radiante, de origem solar, que se transforma em energia térmica e mantém a água em circulação no ciclo;
- energia geopotencial (gravítica) que dá lugar à precipitação e ao escoamento;
- energia termodinâmica associada às transições de fase com absorção ou libertação de energia térmica, consoante se trate de evaporação ou de condensação.

Dos processos descritos, uns decorrem na atmosfera e outros na superfície ou no interior do Globo, dizendo-se que o ciclo hidrológico compreende dois ramos: o ramo aéreo ou atmosférico e o ramo terrestre.

A água predomina, na fase gasosa, no ramo aéreo, e nas fases líquida e sólida, no ramo terrestre.

A água em circulação no ciclo hidrológico é um recurso natural utilizado pelo Homem, cujo carácter renovável provém da natureza fechada daquele ciclo.

O ciclo hidrológico é um factor essencial do ambiente. Com efeito, além de agente modelador da crosta terrestre por erosão, transporte e deposição de sedimentos, condiciona a cobertura vegetal e, de modo mais geral, a Vida na Terra.

## 2.2 - DISTRIBUIÇÃO DA ÁGUA NO PLANETA E NO CICLO HIDROLÓGICO.

A quantidade total de água existente no Globo e na atmosfera, nas três fases, é invariante, pois a Terra é um sistema fechado, sem troca de matéria com o espaço exterior.

A distribuição da água na Terra, pelas três fases, tem variado ao longo dos tempos, tendo-se situado o nível médio dos oceanos, no período de glaciação máxima, cerca de 140 m abaixo do nível actual.

O volume total da água (equivalente ao da fase líquida) existente no Planeta é estimado em cerca de  $1380 \times 10^{15} \text{ m}^3$ ; a sua distribuição consta do Quadro 2.1 onde também figuram os tempos médios de residência da água (VOSKRENSKY 1974<sup>a</sup>).

Quadro 2.1 - DISTRIBUIÇÃO DA ÁGUA NA TERRA E TEMPO MÉDIO DE RESIDÊNCIA NOS DIFERENTES RESERVATÓRIOS

Reservatório	Volume		Tempo médio de residência
	( $10^{15} \text{ m}^3$ )	Z	
Oceanos	1338	96,59	2500 anos
Água subterrânea	23	1,66	1400 anos
Calotes polares e glaciares	21	1,73	9700 anos
Lagos e pântanos	0,19	0,014	5 a 17 anos
Humidade do solo	0,017	0,001	1 ano
Atmosfera	0,013	0,001	8 dias
Rios	0,0021	-	16 dias
Biosfera	0,0011	-	horas a dias
<b>Totalidade</b>	<b>1385,2232</b>	<b>99,996</b>	

Os oceanos contêm cerca de  $1340 \times 10^{15} \text{ m}^3$  de água, ou seja cerca de 96% de água da Terra, enquanto a água doce se limita a cerca de 3%.

Na Fig. 2.2 apresenta-se a distribuição da água da Terra pelos principais reservatórios e a mobilização anual promovida pelo ciclo hidrológico, de acordo com BUDYKO e SCKOLOV 1974.

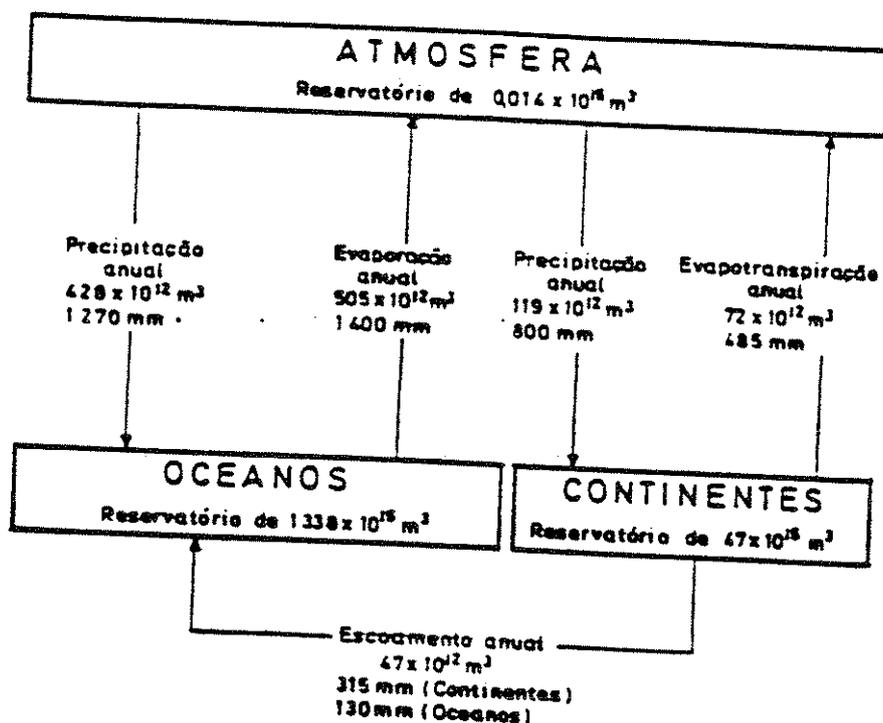


Fig. 2.2 - DISTRIBUIÇÃO DA ÁGUA DA TERRA PELOS RESERVATÓRIOS PRINCIPAIS E MOBILIZAÇÃO ANUAL PROMOVIDA PELO CICLO HIDROLÓGICO.

A estimativa da altura da precipitação anual na superfície do Globo, suposta uniforme, obtida por investigadores da União Soviética no âmbito de Decênio Hidrológico Internacional promovido pela UNESCO, é de cerca de 1130 mm (sendo de 1000 mm o valor mais frequentemente apontado em estudos anteriores).

A altura de precipitação anual média sobre os continentes é de 800 mm; uma parte da água precipitada (cerca de 40%) origina escoamento que acaba por atingir os oceanos e a parte restante retorna à atmosfera por evapotranspiração. O escoamento anual e a evaporação anual sobre os continentes, expressos em altura uniformemente distribuída sob a superfície daqueles, são 315 mm e 485 mm, respectivamente.

No Quadro 2.2 apresenta-se a distribuição anual por continentes da precipitação, do escoamento e da evapotranspiração (valores arredondados, segundo VOSKRESENKY 1974<sup>b</sup>).

Quadro 2.2 - BALANÇO HIDROLÓGICO ANUAL MÉDIO  
DOS CONTINENTES

Continente	Área (10 <sup>3</sup> km <sup>2</sup> )	Precipitação (mm)	Evapotranspiração (mm)	Escoamento (mm)
Europa	10500	790	507	283
Ásia	43500	740	416	324
África	30120	740	587	153
América do Norte	24200	756	418	339
América do Sul	17800	1600	910	685
Austrália e Oceania	8950	791	511	280
Antártida	13980	165	0	165
Totalidade	149050	800	485	315

Distribuição análoga em relação aos oceanos é apresentada no Quadro 2.3 onde o escoamento corresponde à contribuição dos rios tributários, expresso em altura uniforme sobre o respectivo oceano (IVANOV e STROKINA 1974).

Quadro 2.3 - BALANÇO HIDROLÓGICO ANUAL MÉDIO DOS OCEANOS

Oceano	Área (10 <sup>6</sup> km <sup>2</sup> )	Precipitação (mm)	Evaporação (mm)	Escoamento (mm)
Atlântico	91,7	1010	1360	230
Pacífico	178,7	1460	1510	80
Índico	76,2	1320	1420	80
Totalidade	361,3	1270	1400	130

Nota: Não se incluem dados para o Oceano Ártico (14,7 x 10<sup>6</sup> km<sup>2</sup>) que, porém, foram considerados no cálculo dos valores referidos à totalidade dos oceanos.

A soma dos valores anuais médios da precipitação e do escoamento referentes ao Oceano Atlântico são inferiores à evaporação respectiva, verificando-se a situação contrária relativamente aos Oceanos Pacífico e Índico. Deste facto se infere que o primeiro recebe água dos outros dois.

O balanço hidrológico anual médio da totalidade do território de Portugal e da parte a sul do Tejo consta do Quadro 2.4.

Quadro 2.4 - BALANÇO HIDROLÓGICO ANUAL MÉDIO DE PORTUGAL

Portugal	Precipitação (mm)	Evapotranspiração (mm)	Escoamento (mm)
Totalidade	1000	630	370
A norte do Tejo	1230	710	520
A sul do Tejo	700	535	165

### 2.3 - A ATMOSFERA E A CIRCULAÇÃO DO VAPOR DE ÁGUA\*

A atmosfera tem um papel decisivo nos processos que caracterizam e condicionam o ciclo hidrológico, podendo dizer-se que o regime de circulação da água no ramo terrestre daquele ciclo é forçado pelo ramo atmosférico (PEIXOTO 1978).

A água predomina na atmosfera na fase de vapor, sendo desprezável a quantidade de água contida nas nuvens nas fases líquida e sólida.

O conteúdo do vapor de água na atmosfera varia consideravelmente no espaço e no tempo.

A altura de água precipitável tem, para o Globo, o valor médio de 25mm e a variação com a latitude dos valores médios zonais (ao longo de paralelos) da altura de água precipitável consta do Quadro 2.5 (valores obtidos a partir de observações aerológicas, segundo PEIXOTO 1979).

Quadro 2.5 - VALORES MÉDIOS DA ALTURA DE ÁGUA  
PRECIPITÁVEL (mm)

Latitude(°)	0	10	20	30	40	50	60	70	80
Hemisfério N	43,9	39,9	31,1	21,8	16,4	13,2	10,4	7,0	4,8
Hemisfério S	43,9	40,5	31,6	21,7	16,1	12,1	7,2	3,0	1,0

O valor médio da altura de água precipitável nas regiões oceânicas excede o dos continentes, sendo esses valores 27,5 e 23,9 mm, respectivamente.

Cerca de 0,50 do conteúdo de água da atmosfera localiza-se entre a superfície do Globo e a altitude de 1,5 km (850 mb) e mais de 0,90 até a altitude de 6 km (500 mb).

A circulação geral da atmosfera e as próprias circulações locais transportam a água das regiões em que é lançada na atmosfera por evaporação para as regiões em que a água da atmosfera é consumida na precipitação.

A circulação geral da atmosfera, sendo consequência da desigual distribuição da intensidade da energia solar à superfície do Globo, dá lugar ao transporte de energia das regiões tropicais para as regiões das latitudes elevadas, reduzindo, assim, as diferenças de temperatura entre essas zonas.

A atmosfera, embora seja um modesto reservatório de água do Planeta (altura de água precipitável igual a 26 mm), dá lugar a um gigantesco transporte de massas de vapor de água. A água da atmosfera caracteriza-se, assim, por grande mobilidade, sendo renovada em média 43 vezes por ano (se se considerar a precipitação anual sobre o Globo de 1130 mm e a altura de água precipitável igual a 26mm). Pode, pois, avaliar-se em cerca de oito dias o tempo médio de residência do vapor de água na atmosfera.

A trajectória de uma partícula de água no ramo aéreo do ciclo hidrológico varia muito com o espaço e o tempo. Poderá admitir-se que o comprimento médio da trajectória da água que precipita nas latitudes das zonas temperadas seja da ordem de 1000 km (PEIXOTO e KETTANI 1973).

Não pode, pois, aceitar-se a formação de precipitação com origem da evaporação sobre um dado local, tanto mais que o conteúdo duma nuvem em água líquida (ou cristais de gelo) é muito pequeno.

Para uma nuvem de 2 km de espessura, com um conteúdo em água muito elevado, de um grama por metro cúbico, ter-se-ia, se toda a água fosse precipitada, uma altura de 2 mm.

A precipitação deve entender-se como o resultado dum processo contínuo em que as nuvens estão a ser reconstituídas à custa do vapor de água da atmosfera, à medida que se dá a precipitação. As nuvens podem, assim, considerar-se, de acordo com PEIXOTO 1973, fábricas de precipitação em que a matéria prima é o vapor de água.

## 2.4 - CONTROLO DO CICLO HIDROLÓGICO PELO HOMEM\*

Podem mencionar-se como as mais importantes formas de controlo do Homem sobre o ciclo hidrológico a provocação artificial de precipitação, a redução da evaporação a partir da superfície livre da água de lagos, a criação de lagos artificiais (albufeiras) pela construção de barragens e a alimentação artificial de reservas de águas subterrâneas.

Tem-se procedido a experiências de precipitação provocada por meio da inseminação de nuvens por algumas substâncias (mais usualmente, o iodeto de prata e a neve carbônica), devendo, porém, os resultados ser encarados com reserva. A provocação artificial de precipitação continua a construir um campo de investigação muito activo, cujo sucesso dependerá essencialmente do conhecimento que se conseguir da física das nuvens, mais precisamente dos mecanismos de formação das gotículas a partir da condensação do vapor de água e do crescimento dessas gotículas até originarem a precipitação.

A redução da evaporação a partir da superfície livre da água tem sido tentada por meio da aplicação de substâncias como o hexadecanol, que, espalhando-se à superfície, formam uma camada extremamente fina, da ordem de  $2 \times 10^{-5}$  mm (camada monomolecular), que impede a passagem da água para a atmosfera, por evaporação.

Existem, porém, dificuldades práticas em reduzir a evaporação por este modo (e conseguir, portanto, o aumento das disponibilidades de água), as quais são devidas principalmente ao facto de os ventos fortes, associados à acção das ondas, quebrarem a referida camada e a depositarem nas margens. A redução sensível da evaporação só tem sido conseguida em laboratório ou em experiências na natureza a pequena escala, constituindo, no entanto, um campo de investigação de muito interesse.

Perante a desigual distribuição espacial e temporal da ocorrência das

águas superficiais e do consumo de água, tem o Homem procedido desde tempos re motos, ao transporte da água por canais e condutas e à criação de albufeiras por meio da construção de barragens. As albufeiras permitem armazenar a água a fluente e fornecê-la com diferimento no tempo, com vista em geral a aumentar a regularidade do caudal delas efluente. A regularização pode ser à escala diã-ria, sazonal ou interanual.

Como variante à regularização ao caudal em albufeiras, e com a finalidade de aproveitar a capacidade natural que os aquíferos possuem de armazenar água, tem-se procedido à alimentação artificial dos aquíferos com águas superficiais nas épocas em que estas são em excesso (operação usualmente designada por re-carga artificial).

## BIBLIOGRAFIA

- BUDYKO, M.I. e SOKOLOV, A.A. 1974 - Water balance of the earth. In: World water balance and water resources of the earth. URSS Committee for the International Hydrological Decade. Tradução inglesa 1978 e espanhola 19 . UNESCO. Paris.
- IVANOV, V.V. e STROKINA, L.A. 1974 - Fresh-water balance of the ocean. In: World water balance and water resources of the earth. URSS Committee for the International Hydrological Decade. Tradução inglesa 1978 e espanhola 19 . UNESCO. Paris.
- PEIXOTO, J.P. 1973 - Hidrometeorologia Dinâmica, Instituto Geográfico Infante D. Luís. Lisboa.
- PEIXOTO, J.P. 1978 - O potencial e a função de corrente da circulação planetária da água. Mem. Ac. Ciências de Lisboa, Tomo XXII, 1978/79. Lisboa.
- PEIXOTO J.P. 1979 - As circulações planetárias e o ciclo hidrológico. Sep. do Bol. da Sociedade de Geografia de Lisboa.
- PEIXOTO, J.P. e KETTANI, M.A. 1973 - The Control of the Water Cycle. Scientific American, Vol. 228, No.4.
- QUINTELA, A. 1975 - Lições de Hidrologia. Notas. Instituto Superior Técnico, Lisboa, (Policopiado).
- VOSKRESENSKY, K.P. 1974<sup>a</sup> - Water of the earth. In: World water balance and water resources of the earth. USSR Committee for the International Hydrological Decade. Tradução inglesa 1978 e espanhola 19 . UNESCO. Paris.
- VOSKRESENSKY, K.P. 1974<sup>b</sup> - Water balance and water resources of land areas. In: World water balance and water resources of the earth. USSR Committee for the International Hydrological Decade. Tradução inglesa 1978 e espanhola 19 . UNESCO. Paris.

## CAPITULO 3

## 3 - PROCESSO E FACTORES DO ESCOAMENTO. BACIAS HIDROGRÁFICAS

## 3.1 - PROCESSO DE ESCOAMENTO

Descreve-se a seguir o processo do escoamento produzido por uma precipitação líquida de intensidade constante, com início após um longo intervalo de tempo sem precipitação.

A água precipitada divide-se em várias parcelas cuja proporção varia durante a precipitação.

No início, a água pode ser retida, por intercepção, pela cobertura vegetal e por obstáculos que a impeçam de atingir o solo. Se a precipitação prossegue, a água atinge o solo, sendo uma parte retida nas depressões deste e infiltrando-se a outra.

Durante este período inicial, o acréscimo de caudal no curso de água é produzido unicamente pela pequena fracção da água precipitada directamente na rede hidrográfica.

Com a continuação da precipitação, a água transborda de algumas depressões do solo, enchendo as depressões maiores e formando películas que se escoam sobre o terreno e se encaminham para a rede hidrográfica (escoamento superficial). Quando aquelas depressões se encontram preenchidas, a água, que continua a cair, passa a repartir-se numa fracção que se escoam sobre o terreno, noutra que se infiltra e noutra, reduzida, que vai suprindo a água, que, entretanto, foi passando ao estado de vapor.

A retenção superficial refere-se à parcela de á-

gua que se não infiltra nem dá origem a escoamento superficial; inclui, portanto, a água interceptada, a água armazenada nas depressões do solo e a que passa ao estado de vapor durante a ocorrência da precipitação.

A detenção superficial corresponde à água do escoamento superficial em trânsito sobre o terreno e representa um armazenamento de água rapidamente variável no tempo.

A repartição da água, pelo escoamento superficial e pela infiltração, depende das características da precipitação e da capacidade de infiltração do solo (quantidade de água que se pode infiltrar por unidade de tempo e unidade de área). A capacidade de infiltração vai diminuindo progressivamente, à medida que a precipitação decorre, devido ao aumento do teor de água no solo que resulta da infiltração.

O processo de formação do escoamento está ilustrado na Fig. 3.1 que mostra o perfil transversal a um curso de água.

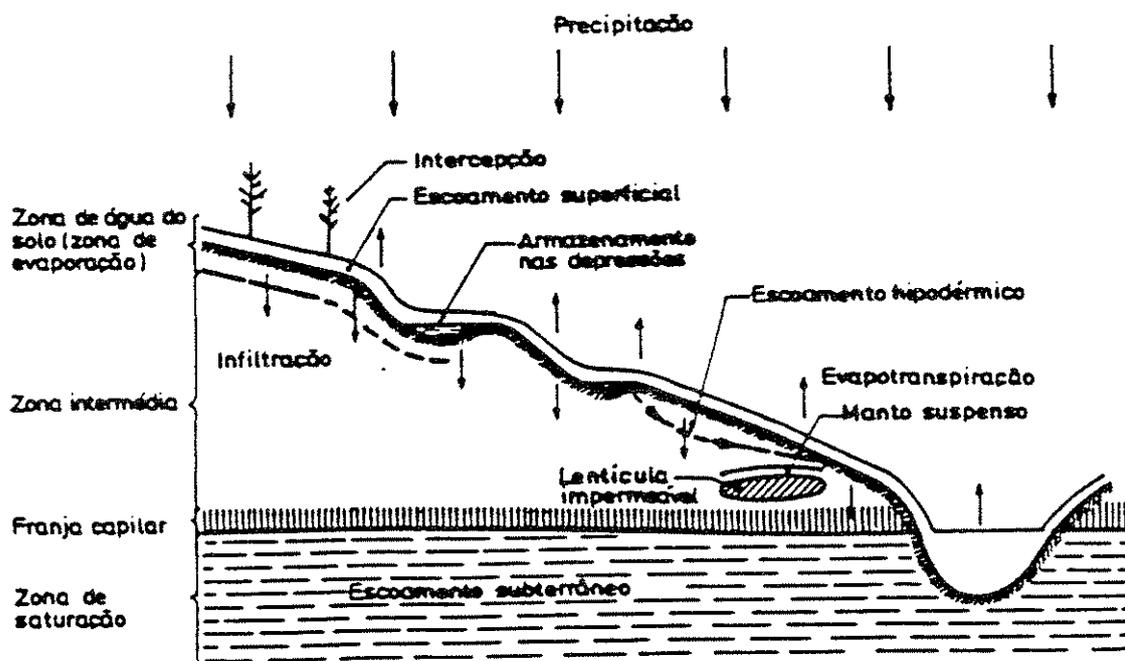


Fig. 3.1 - Processo do escoamento

Na parte inferior encontra-se o manto freático que constitui a zona de saturação, na qual os vazios do terreno estão completamente preenchidos por água sujeita à pressão hidrostática. A água desta zona designa-se por água do subsolo ou das reservas subterrâneas.

Acima da zona de saturação distinguem-se três outras zonas (zona de água do solo, zona intermédia e franja capilar), nas quais a água é retida pelas forças de atracção molecular que contrariam a acção da gravidade, e onde parte dos vazios se encontra preenchida por ar.

A zona de água do solo estende-se desde a superfície do solo até à profundidade em que a água pode ser reenviada para a atmosfera por transpiração das plantas ou evaporação, dependendo a sua espessura da profundidade das raízes. É também designada por zona de evaporação.

Na franja capilar, que se situa imediatamente acima da zona de saturação, a água mantém-se devido à capilaridade, apresentando-se os vazios na base completamente preenchidos por água, cujo teor, dentro da franja, decresce com a altitude. A espessura da franja varia consoante a granulometria do meio, desde valores inferiores a 0,02 m, para areias, até valores de cerca de 2,50 m, para materiais muito finos.

Entre a franja capilar e a zona de água do solo, situa-se a zona intermédia, cuja espessura pode variar de zero a dezenas de metros. A quantidade de água retida nesta zona é, pelo menos, igual à capacidade de retenção por forças de atracção molecular (capacidade de campo) podendo ser superior, porém, quando a zona é atravessada por água em movimento.

Podem existir acima do manto freático geral, lentículas impermeáveis, servindo de suporte a mantos suspensos.

Quando, por efeito da evaporação e da transpiração

(evapotranspiração), a zona de água do solo apresenta deficiência de água em relação à capacidade de campo, toda a água infiltrada fica retida naquela zona. À medida que aumenta nela o teor de água, a capacidade de infiltração reduz-se e eleva-se, portanto, o quociente entre a quantidade de água que se escoou à superfície do terreno e a que se infiltra, acentuando-se o acréscimo de caudal nos cursos de água, provocado pela água que se escoou à superfície.

Quando o teor de água na zona de água do solo atinge a capacidade de campo, a água infiltrada passa para a zona de saturação, enriquecendo as reservas de água subterrânea, que alimentarão os cursos de água, com diferimento no tempo. Por outro lado, parte da água infiltrada pode ter movimento com componente horizontal, vindo de novo a atingir a superfície, devido a uma maior permeabilidade no sentido horizontal.

O escoamento que atravessa uma secção dum curso de água compõe-se, assim, quanto à sua origem, de:

- escoamento superficial, que atinge a rede hidrográfica caminhando sobre a superfície do terreno, sem se infiltrar, e inclui a parte da precipitação que incide directamente sobre a rede hidrográfica;
- escoamento subsuperficial ou hipodérmico, que provém da água infiltrada que volta a aparecer à superfície, sem ter atingido a zona de saturação;
- escoamento subterrâneo, que provém da água infiltrada que atingiu a zona de saturação.

Cessando a precipitação, termina também o escoamento superficial e o caudal dos cursos de água passa a provir do armazenamento nos leitos e dos escoamentos subsuperficial e

subterrâneo. Estas contribuições vão-se reduzindo no tempo, muito rapidamente a primeira, com relativa rapidez a segunda e com lentidão a última.

Como síntese do que se tem vindo a referir, apresenta-se o esquema da Fig. 3.2 referente à distribuição da água da precipitação anteriormente considerada (de intensidade constante e ocorrendo após um longo período seco). Em abcissas, representa-se o tempo e, em ordenadas, as quantidades de água em caminhadas na unidade de tempo para os diversos destinos.

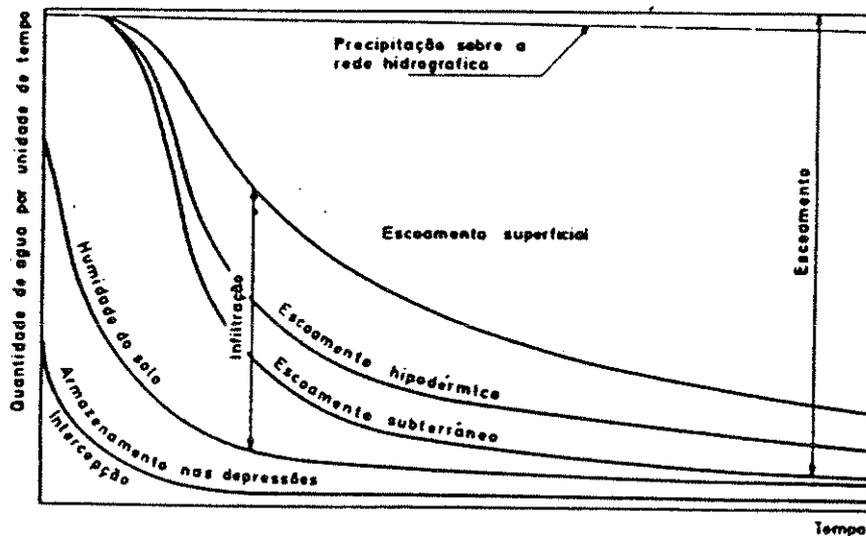


Fig. 3.2 - Destino da água precipitada.

No período inicial da precipitação, o aumento do caudal no rio provém unicamente da água precipitada directamente sobre a rede hidrográfica. Não obstante se admitir que a intensidade da precipitação é constante, a contribuição na unidade de tempo da água precipitada sobre a rede hidrográfica pode aumentar progressivamente, devido ao acréscimo da área ocupada pela superfície da água na rede hidrográfica, em consequência da subida dos níveis da água.

A intensidade da intercepção, muito forte no período

do inicial, decresce rapidamente até atingir um valor constante, correspondente à substituição da parcela da água interceptada que vai sendo removida por evaporação.

\* A intensidade com que a água precipitada preenche o armazenamento nas depressões do solo reduz-se rapidamente, passando a ser constante e igual à evapotranspiração que ocorre durante a chuvada. A intensidade da infiltração vai diminuindo progressivamente à medida que aumenta o teor da humidade do solo. A água infiltrada fica retida como humidade do solo ou vai participar nos escoamentos hipodérmico ou subterrâneo.

A área a tracejado representa o escoamento que em consequência da precipitação passa na secção considerada do rio (uma parte, já depois de terminada a precipitação) e que se compõe de água directamente precipitada na rede hidrográfica e dos escoamentos superficial, hipodérmico e subterrâneo.

### 3.2 - FACTORES DO ESCOAMENTO

Os factores que influenciam o escoamento numa secção de um curso de água podem classificar-se em dois grupos: climáticos e fisiográficos (CHOW, 1964, p. 4.4).

Os factores climáticos são de dois tipos: factores relativos à precipitação (forma, intensidade, duração e distribuição no tempo e no espaço) e factores condicionantes da evaporação e da transpiração (temperatura, radiação solar, vento, humidade do ar, pressão atmosférica, natureza da superfície evaporante, teor de água do solo e espécie e distribuição da vegetação).

Os factores fisiográficos resultam das características da bacia hidrográfica, geométricas (área, forma, relevo, orientação e densidade de drenagem) e físicas (uso e tipo do solo, cobertura vegetal e condições geológicas) e das características da rede hidrográfica (armazenamento e capacidade de transporte).

Deve notar-se que a classificação anterior dos factores do escoamento não é perfeita, pela interdependência que alguns daqueles factores apresentam.

A forma de precipitação, a intensidade, a duração e a distribuição no tempo e no espaço determinam, em associação com os restantes factores climáticos e com os factores fisiográficos, a repartição entre água infiltrada e a água do escoamento superficial, e a disponibilidade de água para evaporação e a transpiração.

Enquanto que uma precipitação na fase líquida pode dar origem imediata a escoamento no curso de água, a precipitação sob a forma de neve poderá produzi-lo com grande diferimento de tempo.

Consoante a intensidade da precipitação exceda ou não a capacidade de infiltração (uma vez satisfeita a capacidade de interceptação), haverá ou não escoamento superficial.

O aumento da duração da precipitação tem como efeito diminuir gradualmente a capacidade de infiltração, pelo acréscimo do teor de água do solo.

A distribuição da precipitação no tempo (época de ocorrência e intervalo entre fenómenos de precipitação) condiciona o teor de água do solo ao iniciar-se uma precipitação e a disponibilidade de água para evaporação e transpiração.

A evaporação e a transpiração, responsáveis pela perda de água para o escoamento, são condicionadas pelos diver

sof factores referidos que, por sua vez, são afectados pelos factores climáticos relativos à precipitação, como já se indicou, e pelos factores fisiográficos.

A área e a forma de uma bacia terão acentuada influência na formação das cheias e, portanto, nos valores específicos (por unidade da área) do caudal de ponta de cheia e, pequena no valor do escoamento anual, expresso em altura de água uniforme sobre a bacia.

O relevo influencia a infiltração e, portanto, o escoamento superficial, o teor de água no solo e com este a evapotranspiração e a alimentação das reservas subterrâneas.

A orientação e a forma da bacia têm importância sob o aspecto da exposição aos ventos dominantes e à radiação solar.

A densidade de drenagem exerce influência na formação das cheias e no escoamento anual, por dela depender o percurso do escoamento superficial sobre o terreno e, portanto, a maior ou menor oportunidade para a infiltração e a evapotranspiração.

Do tipo do solo, do seu uso e estado e da vegetação depende a capacidade de infiltração. A dimensão e a distribuição dos poros do solo e ainda a estabilidade dos mesmos, durante a precipitação, influenciam a capacidade de infiltração.

A vegetação tem como efeito interceptar parte da água precipitada, retardar o escoamento superficial, dando-lhe mais tempo para se infiltrar, e proteger o solo do impacto das gotas de chuva, evitando a obstrução dos poros pelas partículas mais finas; as raízes tornam o solo permeável à infiltração da água.

As condições geológicas influenciam, além da estrutura do solo, a possibilidade de infiltração de água no solo e a constituição de reservas subterrâneas que alimentem os cursos

de água nos períodos sem precipitação.

O armazenamento e capacidade de transporte da rede hidrográfica influem sobretudo nas cheias.

Tem interesse examinar mais pormenorizadamente a influência que no ciclo hidrológico exerce o uso do solo, traduzido pela ocupação por floresta, cultivo ou urbanização, tal como é descrita no relatório do Grupo de Trabalho sobre a influência do Homem no ciclo hidrológico (UNESCO, 1972).

No que se refere às florestas, embora seja convicção generalizada que a sua presença é causa directa do aumento local da precipitação, não há comprovação desta hipótese, pelo que se deve considerar que não influenciam a precipitação na zona, embora possam afectar a temperatura e originar a ocorrência de neblinas.

O principal efeito das florestas traduz-se no destino que imprimem a água precipitada. A infiltração da água da chuva ou da neve, no solo sob a floresta, é muito maior do que para outra forma de ocupação. Em comparação com vegetação de menor porte, a floresta oferece maior área para a intercepção e melhor mecanismo para a absorção da radiação solar. Quando os solos são profundos, a floresta tem uma zona de evaporação mais espessa, na qual a água pode ser armazenada e devolvida à atmosfera por transpiração. A evapotranspiração total anual, nas zonas em que a precipitação é abundante e bem distribuída, é maior para as florestas de folha permanente do que para as de folha caduca ou para vegetação anual. Se a precipitação é escassa e os solos são delgados de modo que tanto as florestas como outras

culturas levam o teor de água dos solos até ao coeficiente de emurchecimento, na mesma época do ano, não há diferença importante na evapotranspiração total anual.

As florestas têm um papel muito importante como regularizadoras do caudal nos rios. A infiltração e a detenção superficial da água na manta morta e na parte superior da zona radicular promovem a redução das pontas de cheia e a recarga dos aquíferos, que irão manter o caudal nos rios nas épocas sem precipitação. O primeiro efeito (atenuação das pontas de cheia) far-se-á sentir na generalidade dos casos, enquanto que o segundo (recarga dos aquíferos) só poderá ter lugar se as formações geológicas forem de molde a suportar os aquíferos. Note-se, no entanto, que a atenuação das pontas diminui nas grandes cheias, que são provocadas por precipitação que excedem largamente a capacidade de infiltração e retenção superficial.

A aptidão da floresta, para nas zonas declivosas, estabilizar os solos contra a erosão é da maior importância não só para a defesa do solo como para a manutenção da qualidade da água e para o equilíbrio da rede hidrográfica quando há excesso de alimentação do caudal sólido.

É importante ainda assinalar o efeito que os fogos nas florestas têm no comportamento hidrológico das bacias hidrográficas. Problemas muito sérios de erosão nas vertentes e de sedimentação nos cursos de água são mencionados na literatura como consequência de fogos em zonas florestadas para controlo da erosão.

Quanto à influência do cultivo dos solos, a substituição de árvores e de arbustos por plantas de menor porte e de período vegetativo mais curto traduz-se, em geral, por diminuição da evapotranspiração e aumento do escoamento.

Fazem excepção culturas como a cana de açúcar, com elevada densidade de plantas normalmente praticadas com rega,

contribuindo para a evapotranspiração durante um longo período.

A redução da vegetação e a criação de um solo nu durante parte do ano dão origem ao aumento da irregularidade do caudal nos rios.

Chuvadas fortes podem produzir sobre o solo nu escoamento que se concentra rapidamente, dando lugar a cheias com hidrogramas de pontas altas. Por outro lado, a erosão aumenta, a menos que sejam tomadas disposições convenientes, como cultivo segundo curvas de nível e colectores.

Quanto à influência da urbanização, a impermeabilização que ela implica para vastas áreas (habitação, equipamento social, rede viária) dá origem à redução da retenção superficial e da infiltração. O efeito mais importante sobre os caudais líquidos no aspecto quantitativo é o do aumento das pontas de cheia, se bem que a urbanização possa reduzir os caudais de estiagem (a não ser nos cursos de água que recebem águas residuais, tratadas ou não).

No aspecto da qualidade das águas, a urbanização é causadora de problemas gravíssimos nos países desenvolvidos, tendo transformado em autênticos colectores de esgoto muitos cursos de águas naturais cuja recuperação implica dispêndios muito avultados.

### 3.3 - BACIAS HIDROGRÁFICAS

#### 3.3.1 - DEFINIÇÃO

Chama-se bacia hidrográfica de um curso de água numa dada secção à superfície limitada pelo contorno no interior

do qual a área precipitada se dirige para a secção considerada.

Se o solo é impermeável, o contorno da bacia é definido topograficamente, pelas linhas de festo (ou de cumeada) que separam bacias hidrográficas adjacentes. Se o solo é permeável, a bacia hidrográfica real pode diferir da bacia hidrográfica definida topograficamente, devido à influência do escoamento subterrâneo - Fig. 3.3. Esta diferença só é apreciável em solos com escoamento subterrâneo muito importante como é o caso de formações cársicas ou de formações vulcânicas.

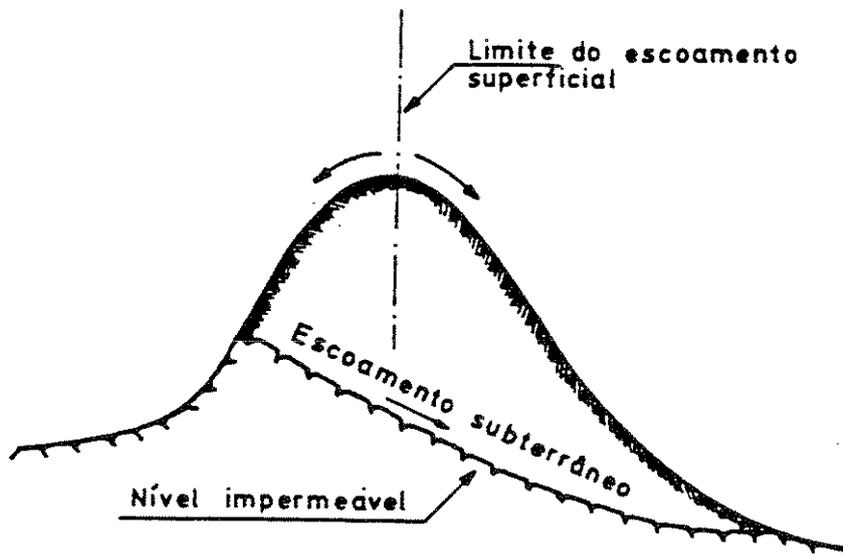


Fig. 3.3 - Limites não coincidentes dos escoamentos superficial e subterrâneo

### 3.3.2 - CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS

Analisa-se em seguida algumas características geométricas (ou morfológicas) das bacias hidrográficas que têm influência no processo do escoamento.

Têm sido definidos numerosos índices para traduzir quantitativamente algumas características morfológicas, os quais em geral não têm significado em si próprios, mas podem ser úteis para comparar características morfológicas de bacias.

A forma de bacias hidrográficas tem sobretudo influência nas cheias, pois a sua reacção à ocorrência de precipitações intensas será diferente consoante a forma por alongada ou arredondada. Bacias de forma arredondada tendem a favorecer a concentração do escoamento superficial, originando cheias de maior ponta.

Para traduzir a forma de uma bacia é usualmente adoptado o índice de compacidade de Gravelius: relação entre o perímetro da bacia, P, e o perímetro de uma bacia de igual área, A, mas com forma circular. Este índice pode assim calcular-se por

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0,282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

O perímetro deve ser medido depois de se ter adoptado o contorno, de modo a evitar irregularidades que fariam aumentar o perímetro, sem no entanto exercerem influência significativa no processo do escoamento.

O relevo de uma bacia hidrográfica, com acentuada influência no processo do escoamento, é traduzido pela respectiva carta hipsométrica.

Uma caracterização mais sintética do relevo, ou mais precisamente, da repartição das altitudes na bacia, é fornecida pela curva hipsométrica que relaciona as altitudes da superfície do terreno (em ordenadas) com as áreas das zonas da bacia (em

abcissas) situadas acima dessas altitudes - Fig. 3.4

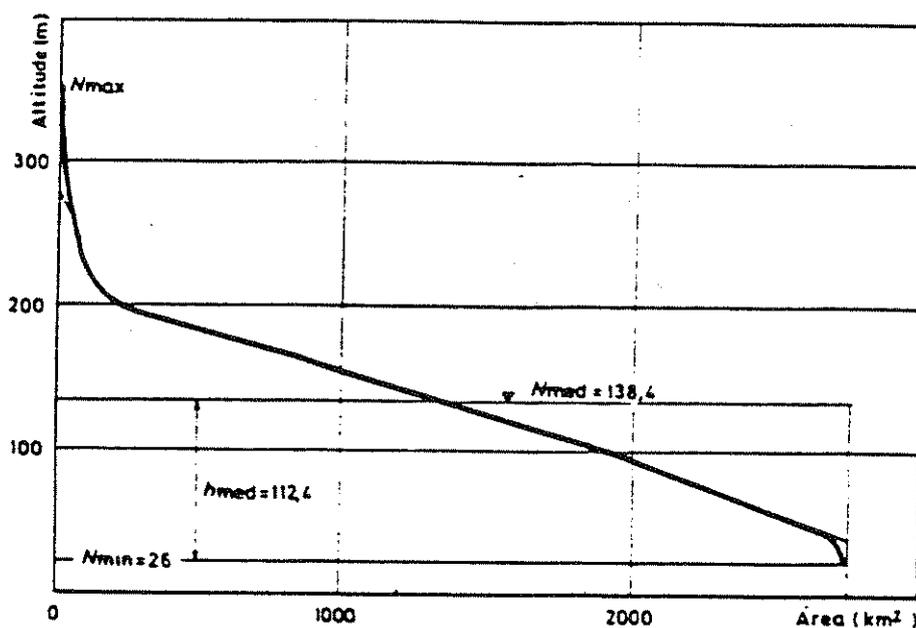


Fig. 3.4 - Curvas hipsométricas (bacia hidrográfica do rio Sado no Moinho da Camitinhas e bacia de comportamento análogo em altitudes extremas muito diferentes).

Um patamar da curva hipsométrica revela em geral a existência de uma zona sensivelmente planáltica.

A ordenada média da curva hipsométrica é a altitude média da bacia; a diferença entre a altitude média da bacia e a altitude mínima (altitude da superfície normal da água na secção final) é designada por altura média da bacia.

Para melhor caracterizar a repartição hipsométrica, usa-se muitas vezes, um segundo eixo de abcissas em que se marcam as áreas em percentagem da área total.

Duas bacias com iguais altitudes média, máxima e mínima poderão ter curvas hipsométricas de andamento nitidamente diferentes o que se traduz por comportamento hidrológico tam

bém diferentes. Por outro lado duas bacias poderão ter curvas hipsométricas coincidentes com excepção das zonas extremas onde se verifiquem grandes diferenças, sendo então análogo o comportamento hidrológico

Os perfis longitudinais dos leitos dos cursos de água mais importantes de uma bacia hidrográfica influem fortemente no comportamento da bacia, sobretudo em relação às cheias. De facto, os declives dos leitos condicionam as velocidades do escoamento.

Para caracterizar o declive dos cursos de água de uma bacia hidrográfica é frequente considerar unicamente o curso principal e determinar, a partir dele:

- o declive médio,  $d_m$ , que, só dependendo das altitudes extremas, traduz mal a influência do declive;
- o declive equivalente,  $d_e$ , que é o declive da recta que subtende com o eixo das abcissas uma área igual à do perfil longitudinal (WMO, 1981);
- o declive  $d_{10;85}$  que é o declive médio do trecho entre secções às distâncias da secção de referência iguais a 10 e 85% do comprimento total do curso de água principal (BENSON, 1959) e elimina os trechos de menor e maior declive.

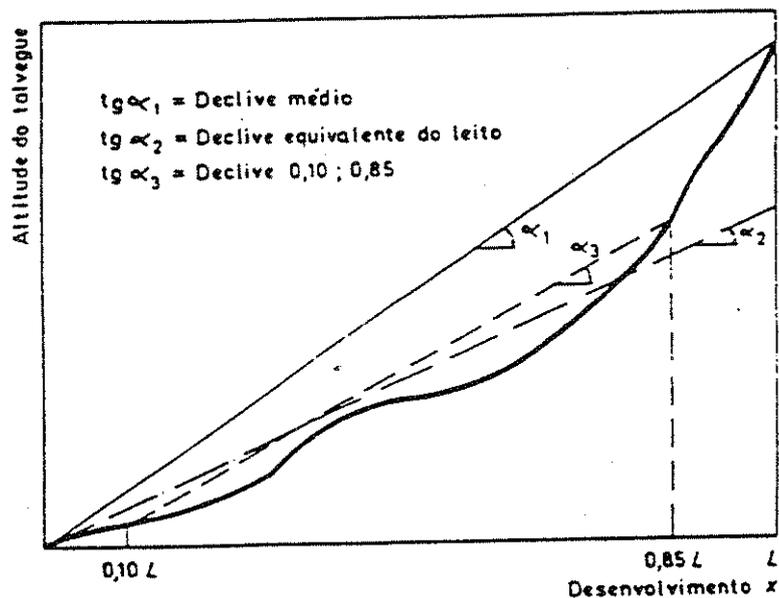


Fig. 3.5 - Perfil longitudinal de um curso de água, declive equivalente do leito e declive  $d_{10;85}$ .

A densidade de drenagem,  $D$ , é a relação entre o comprimento total dos cursos de água de uma bacia hidrográfica e a área desta.

A estimativa da densidade de drenagem de uma dada bacia hidrográfica depende da escala da carta topográfica a partir da qual é obtida, pois nas cartas de escala mais pequena não são representados os cursos de água das bacias elementares.

Consoante a densidade de drenagem é alta ou baixa, está-se, em geral, na presença de uma bacia hidrográfica impermeável e de relevo muito acentuado ou muito permeável e de relevo suave.

O percurso médio sobre o terreno calcula-se por

$$L_p = \frac{1}{2D}$$

A densidade de drenagem e o percurso médio da água sobre o terreno são grandezas com dimensões e traduzem respectivamente a maior ou menor facilidade com que a água atinge a rede hidrográfica, influenciando, portanto, nas cheias.

## BIBLIOGRAFIA

- BENSON, M.A. 1959 - Factors influencing the occurrence of floods in a humid region of diverse terrain. U.S. Geological Survey. Water Supply Paper 1580-B
- CHOW, V.T. 1964 - Handbook of Applied Hydrology. McGraw-Hill, New York.
- DUBREUIL, P. 1965 - Contribution à l'étude d'implantation de bassins représentatifs de régions hydrologiques homogènes. Symposium Representative and Experimental Areas (Budapest), International Association Scientific Hydrology, Publication n° 65. Gentbrugge.
- QUINTELA, A. 1967 - Recursos de Águas Superficiais em Portugal Continental. Tese de doutoramento. Instituto Superior Técnico. Lisboa.
- WMO (WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION) 1981. Guide to Hydrological Practices. Vol.1 Data Acquisition and Processing. Geneva. (4<sup>th</sup> ed.).



#### 4 - BALANÇO HIDROLÓGICO E ANO HIDROLÓGICO HOMOGENEIDADE, CONSISTÊNCIA E ALEATORIEDADE DE SÉRIES HIDROLÓGICAS

##### 4.1 - BALANÇO HIDROLÓGICO

Designa-se por balanço hidrológico de uma bacia hidrográfica o cômputo dos ganhos e das perdas de água que os processos hidrológicos, e eventualmente a acção humana, provocam nessa bacia.

A equação do balanço hidrológico de uma bacia hidrográfica em que coincidam os limites dos escoamentos superficial e subterrâneo, referente a um intervalo de tempo  $\Delta t$ , traduz-se por

$$P = H + E + \Delta S_p + \Delta S + \Delta S_u + E_x - R$$

sendo:

- P = precipitação sobre a bacia;
- H = escoamento na secção de jusante da bacia;
- E = evapotranspiração na bacia;
- $\Delta S_p$  = variação da quantidade de água da interceptação, da detenção superficial e do armazenamento nos leitos;
- $\Delta S$  = variação da quantidade de humidade do solo (água da zona não saturada);
- $\Delta S_u$  = variação da quantidade de água das reservas subterrâneas;
- $E_x$  = quantidade de água extraída da bacia pela acção humana;
- R = quantidade de água lançada na bacia na região pela acção humana.

As variações são consideradas positivas ou negativas, consoante se refiram, respectivamente, a aumentos ou a diminui-

ções.

Os termos da equação do balanço hidrológico poderão ser expressos em volume (metros cúbicos) ou em altura de água uniformemente distribuída sobre a área, em planta, da bacia (milímetros ou metros).

Se as variáveis na equação anterior são definidas como valores medidos ou estimados (e não como verdadeiros valores), aparece na equação um resíduo, em consequência dos erros de medição ou de avaliação das variáveis.

Quando o valor de uma das variáveis é obtido por meio da equação anterior, sendo medidas as restantes variáveis, o erro relativo dessa avaliação pode ser muito importante.

Se forem nulas as quantidades de água postas em jogo pela acção humana

$$E_x = R = 0$$

a equação do balanço hidrológico toma a forma

$$P = H + E + \Delta S_p + \Delta S + \Delta S_u$$

Nesta hipótese, a adopção de um intervalo de tempo, a que se refere o balanço, suficientemente longo para que possam ser desprezadas as variações dos vários tipos de armazenamento em face dos restantes termos, permite escrever

$$P = H + E$$

Ainda na mesma hipótese, a diferença entre a precipitação e o escoamento (défice de escoamento)

$$D = P - H$$

é igual à perda de água da bacia por evapotranspiração durante o intervalo de tempo considerado.

## 4.2 - ANO HIDROLÓGICO

A equação do balanço hidrológico na forma

$$P = H + E$$

pode ser aplicável a intervalos de tempo iguais ao ano, desde que, no início de cada ano (ano hidrológico), o armazenamento de água na bacia seja praticamente constante. É o que se passa em Portugal, no final da estiagem, em que esse armazenamento é muito próximo de zero.

Em Portugal, o ano hidrológico começa em 1 de Outubro e termina em 30 de Setembro.

Para além de permitir escrever a equação do balanço hidrológico da forma mais simples possível (o que se traduz, por exemplo, pela possibilidade de correlacionar valores anuais da precipitação e do escoamento), a adopção do ano hidrológico permite obter séries de valores do escoamento anual estatisticamente independentes.

Nos países africanos de expressão portuguesa, o ano hidrológico tem início nas seguintes datas: 1 de Julho em Cabo Verde, 1 de Maio na Guiné, 1 de Setembro em São Tomé e 1 de Outubro em Angola e em Moçambique.

## 4.3 - SÉRIES HIDROLÓGICAS. HOMOGENEIDADE E CONSISTÊNCIA\*

Os dados resultantes da observação de grandezas envolvidas nos processos hidrológicos (grandezas hidrológicas) constituem as séries hidrológicas.

A uma mesma grandeza podem corresponder diferentes séries hidrológicas, consoante o intervalo de tempo ou outra característica que as defina. Assim, para o escoamento numa dada secção de um rio podem ter-se, por exemplo, séries de valores do escoamento diário (ou caudal médio diário), do escoamento

anual, do caudal instantâneo máximo anual.

As séries hidrológicas a utilizar em estudo de diferentes índoles devem possuir homogeneidade e consistência.

Uma série hidrológica de uma grandeza diz-se homogênea quando, ao longo do período de observação, não existirem alterações nos factores que condicionam o fenómeno traduzido por essa grandeza. Assim, dada a não verificação de mudanças climáticas à escala do tempo abrangido pelas séries hidrológicas, a quebra de homogeneidade deve-se a alterações nos factores físicos. Como exemplos dessas alterações, podem mencionar-se a deflorestação de bacias hidrográficas e a criação de albufeiras. A deflorestação de uma bacia hidrográfica pode originar a quebra de homogeneidade das séries de valores do escoamento líquido e do escoamento sólido, quaisquer que sejam os intervalos de tempo a que tais valores se refiram.

A criação de uma albufeira provoca a regularização do escoamento líquido e as séries do escoamento cuja homogeneidade é afectada dependem do grau de regularização. Uma albufeira de regularização interanual afecta as séries do escoamento diário, do escoamento mensal e do escoamento anual. A decantação provocada pela albufeira origina a quebra da homogeneidade da série do escoamento sólido a jusante.

A falta de homogeneidade de uma série do escoamento (líquido) anual ou mensal, que tenha sido provocada pela criação de uma albufeira, pode ser eliminada desde que os valores observados depois da existência da albufeira sejam corrigidos para ter em conta o efeito da variação do volume armazenado e da evaporação na albufeira. Esta correcção é designada por reconstituição da série natural.

Diz-se que uma série hidrológica é consistente se, ao longo do respectivo período de observação, não existe alteração

do erro sistemático de medição da grandeza. Como exemplos de causas de quebra de consistência, citam-se a mudança do local da instalação de um udômetro, a criação de obstáculos junto de um udômetro instalado num dado local e a substituição de um troço de escala hidrométrica que não tenha sido devidamente nivelado.

Em certos casos, a quebra de homogeneidade ou de consistência de séries anuais pode ser detectada mediante o ensaio dos valores duplamente acumulados

#### 4.4 - PERSISTÊNCIA E ALEATORIEDADE DE VALORES DA PRECIPITAÇÃO E DO ESCOAMENTO

Nas séries de precipitação diária, os valores elevados têm tendência para ser seguidos por valores também elevados, o que também se verifica para valores baixos e nulos. Esta propriedade é designada por persistência e, no caso anterior, é devida à permanência por vários dias de determinadas situações meteorológicas.

O grau de persistência de uma série pode ser medido por meio do coeficiente de correlação entre os elementos sucessivos dessa série.

A persistência de séries da precipitação anual pode considerar-se nula, pois os ensaios estatísticos realizados não permitem comprovar a existência de ciclos plurianuais (mencionada frequentemente, e já na Bíblia: sete anos de vacas gordas seguidos de sete anos de vacas magras).

O grau de persistência de uma série do escoamento diário é maior que o da série da precipitação diária sobre a correspondente bacia hidrográfica, devido à capacidade desta para

armazenar água. Diminui quando aumenta o intervalo de tempo a que se referem os valores do escoamento. A persistência é em geral ainda importante nas séries do escoamento mensal e nula ou praticamente nula nas séries do escoamento anual, desde que este se refira a anos hidrológicos. De facto, não existindo dependência entre valores de precipitação em anos hidrológicos sucessivos, os valores do escoamento nesses anos serão independentes entre si, desde que o armazenamento de água da bacia no início de cada ano hidrológico seja muito pequeno, e, portanto, praticamente invariável de ano para ano. Esta situação é a que se verifica mais frequentemente, existindo porém algumas regiões em que o escoamento anual apresenta um grau de persistência não desprezável, mas relativamente pequeno, em consequência de o armazenamento de água na bacia hidrográfica variar apreciavelmente entre o início de anos hidrológicos sucessivos. Nesta obra os valores do escoamento anual vão ser considerados independentes.

Os valores de algumas séries hidrológicas são independentes e exprimem o resultado da contribuição de um número extremamente grande de factores, pelo que se podem considerar como aleatórios.

Estão nestas condições, entre outras, as seguintes séries de valores:

- precipitação anual,
- precipitação num determinado mês do calendário,
- precipitação máxima anual com determinada duração,
- escoamento anual,
- escoamento num determinado mês do calendário,
- caudal instantâneo ( e caudal médio diário) máximo anual.

A um dado valor de  $x$  de uma variável aleatória  $X$  pode associar-se a probabilidade  $F(x)$  de a variável assumir um valor inferior ou igual a  $x$ .

$$F(x) = \text{Probabilidade de } X < x$$

A função  $F(x)$  é designada por função de distribuição de probabilidade, intervindo nela, além da variável  $x$ , parâmetros  $a, b, \dots$ , pelo que se pode também empregar a notação  $F(x, a, b, \dots)$ .

Para representar a distribuição de valores de grandezas hidrológicas utilizam-se vários tipos de funções de distribuição de probabilidade, como a distribuição normal (ou de Gauss), a distribuição logarítmico-normal (ou de Galton), a de Gumbel e outras que são tratadas no Anexo 1.

Dada uma amostra de  $n$  valores observados de uma variável aleatória

$$x_1, x_2, x_3, \dots, x_i, \dots, x_n$$

seleccionam-se alguns tipos de funções de distribuição que se julgam a priori como capazes de representar a distribuição estatística do universo de valores de que foi extraída a amostra.

Para cada tipo de função de distribuição estimam-se os parâmetros  $a, b, \dots$ , a partir da amostra, mediante um método de estimação de parâmetros (como o método da máxima verosimilhança ou o método dos momentos).

A qualidade do ajustamento à amostra fornecido por cada uma das funções consideradas pode ser analisada por meio de ensaios estatísticos analíticos ou de um método gráfico, de uso generalizado, e que se passa a descrever.

Neste método, a curva de  $F(x)$ , bem como os pontos correspondentes à amostra, são representados num gráfico cujo eix

o das ordenadas é graduado em  $x$  e o eixo das abcissas é graduado em  $F(x)$  segundo uma escala apropriada - Anexo 1.

Cada ponto corresponde a um par de valores,  $x_i$  e  $F(x_i)$ , em que  $x_i$  é o valor de ordem  $i$  da amostra e  $F(x_i)$  é a estimativa da probabilidade com que ocorrem valores iguais ou inferiores a  $x_i$ .

A estimativa  $F(x_i)$  é calculada pela expressão

$$F(x_i) = \frac{i}{n + 1}$$

em que  $i$  é o número de ordem de  $x_i$  na amostra, supondo-a classificada por ordem crescente. Esta expressão tem uma justificação teórica e apresenta sobre a expressão clássica da frequência,  $\frac{i}{n}$ , a vantagem de fornecer um valor inferior à unidade para o valor da função de distribuição correspondente ao valor mais elevado da amostra,  $F(x_n)$ .

#### 4.5 - ENSAIO DOS VALORES DUPLAMENTE ACUMULADOS \*

Está muito divulgada a utilização do ensaio dos valores duplamente acumulados (double mass curve) para detectar a inconsistência de séries da precipitação anual e para proceder ao ajustamento quando a inconsistência se manifesta (CHOW, 1964; SEARCY e HARDISON, 1960).

Se a série de valores da precipitação anual num dado posto não for inconsistente, obtêm-se pontos sensivelmente alinhados segundo uma recta se se marcam, num eixo, os valores acumulados da precipitação anual nesse posto e, no outro eixo, os valores acumulados da soma (ou da média aritmética) da precipitação anual num grupo de postos vizinhos.

Se a série no posto em estudo for inconsistente, os pontos não se dispõem segundo uma recta. Se num dado ano se verificar uma alteração significativa nas condições de exploração do

ponto, obtêm-se em geral dois segmentos de recta, com quebra no ano correspondente a essa alteração - Fig. 4.1

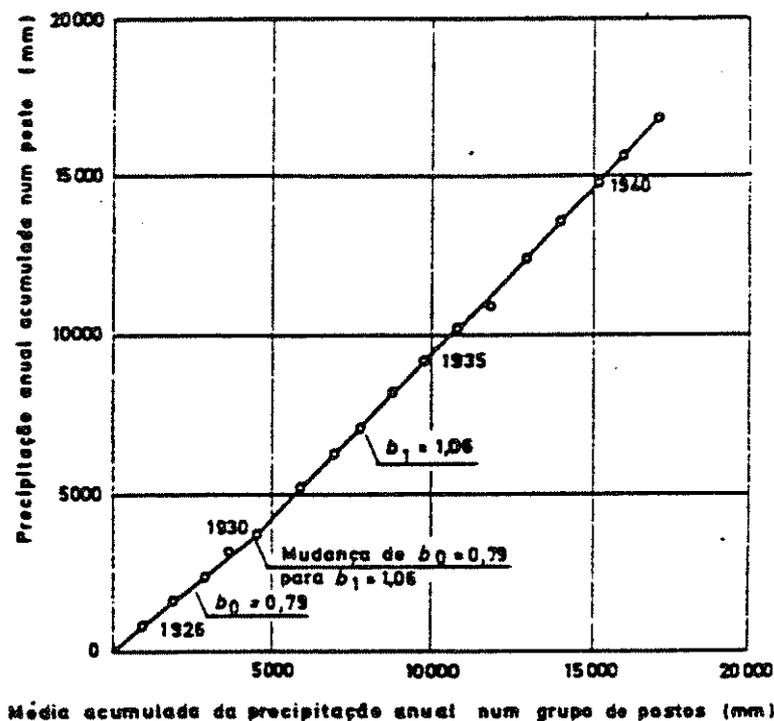


Fig. 4.1 - Ensaio de valores duplamente acumulados (adaptação de SEARCY e HARDISON, 1960).

Os registos do grupo de postos utilizados no ensaio dos valores duplamente acumulados deverão ser individualmente analisados, eliminando-se do grupo os postos com registos inconsistentes (pelo menos, se o número de postos do grupo for inferior a dez, segundo referem SEARCY e HARDISON).

A própria aleatoriedade dos fenómenos hidrológicos poderá dar lugar a mudanças do coeficiente angular dos segmentos de recta segundo os quais se dispõem os pontos. Alguns autores ignoram, por as considerarem devidas ao acaso, as mudanças que não persistem durante mais de cinco anos. Mesmo mudanças que persistem mais de cinco anos poderão ainda ser devidas ao acaso. A menos que uma mudança de coeficiente angular coincida com uma razão explicativa, deverão usar-se métodos estatísticos

para avaliar o significado estatístico das diferenças de coeficiente angular (como indicam SEARCY e HARDISON, 1960).

Se o ensaio revelar inconsistência e se for encontrada a respectiva explicação ou aceite como significativas do ponto de vista estatístico as diferenças de coeficiente angular dos segmentos da recta do gráfico de valores duplamente acumulados, os valores da precipitação do intervalo de tempo respeitante a um segmento serão ajustados em relação aos do intervalo de tempo tomados como base.

O ajustamento é feito a partir da proporcionalidade dos coeficientes angulares dos segmentos de recta do gráfico de valores duplamente acumulados

$$P = \frac{b}{b_0} P_0$$

sendo:

$P$  = precipitação ajustada,

$P_0$  = precipitação medida,

$b_0$  = coeficiente angular no intervalo de tempo tomado como referência para o ajustamento,

$b$  = coeficiente angular correspondente às observações a ajustar.

O ajustamento assim obtido não é adequado para precipitações diárias ou precipitações intensas.

O ensaio dos valores duplamente acumulados pode também ser utilizado em relação ao escoamento anual (líquido) ou ao volume anual de transporte sólido, nestes casos para detectar tanto a inconsistência como a quebra de homogeneidade. Para que as diferenças de áreas de bacias não mascarem aqueles efeitos, o escoamento anual deve ser expresso em altura; no caso do transporte sólido, a variável a adoptar pode ser a concentração média anual.

## BIBLIOGRAFIA

LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. e PAULHUS, J.L. 1982

Hydrology for Engineers. McGraw-Hill, New York (3<sup>rd</sup> ed.)

QUINTELA, A. 1967 - Recursos de Águas Superficiais em Portugal Continental. Dissertação de doutoramento, I.S.T., Lisboa.

ROCHE, M. 1963 - Hydrologie de Surface, Gauthiers-Villars.  
Paris.



## CAPITULO 5

## PRECIPITAÇÃO

## 5.1 - NOÇÕES GERAIS

Por precipitação designa-se genericamente toda a água que, provindo do vapor de água da atmosfera, atinge a superfície do Globo.

De um ponto de vista restrito, a precipitação inclui somente a água meteórica que cai naquela superfície, sob a forma líquida ou sólida, não abrangendo, portanto, a deposição de água provocada por nevoeiros ou por condensação do vapor de água, sob formas de orvalho e geada (precipitação oculta).

A precipitação oculta apresenta uma contribuição desprezável em termos de balanço hidrológico de bacias hidrográficas; em regiões áridas ou semiáridas, pode, porém, representar um benefício apreciável para a vegetação (in CROW, 1964).

## 5.2 - MEDIÇÃO DA PRECIPITAÇÃO PONTUAL

A quantidade de precipitação (ou, mais simplesmente, precipitação) é medida pela altura que atinge num dado intervalo de tempo a água acumulada sobre a projecção horizontal de uma superfície, se não existirem perdas e se as precipitações sólidas tiverem fundido. Exprime-se em milímetros nos países que adoptam o sistema métrico e para a sua medição utilizam-se aparelhos do tipo totalizador e do tipo registador (udómetros e udógrafos).

Tais aparelhos dispõem superiormente de uma super-

fície receptora colocada horizontalmente e os seus tipos e o modo de instalação variam consoante o país: em regra, as áreas das superfícies receptoras variam entre 100 e 1000 cm<sup>2</sup> e a sua altura acima do solo entre 0,30 e 2,50 m. A área da superfície receptora, desde que situada entre os limites referidos, parece não ter influência sensível no resultado da medição (WMO, 1981; in KAZMANN, 1965).

A precipitação medida pode diferir da precipitação que atinge o solo, na vizinhança do aparelho, em virtude de defeitos do aparelho (diferenças de área da superfície receptora, não horizontalidade desta superfície, estanquidade im perfeita), da evaporação e do efeito do vento sobre as trajectórias da precipitação.

Este efeito pode ser subdividido em dois (WMO, 1981): efeito do próprio aparelho e efeito do local nas trajectórias do vento. O primeiro, em geral, reduz a quantidade da precipitação recolhida e o segundo, frequentemente mais importante, pode dar lugar a aumento ou a redução.

Os cuidados a ter em conta na escolha do local para instalação de aparelhos de medição são referidos em WMO(1981).

Investigações realizadas na União Soviética mostraram que a deficiência da captação de precipitação pelos udόμε tros variam largamente de local para local, consoante as condições locais e o grau de protecção dos udômetros contra o vento. As observações em centenas de udômetros de 500 cm<sup>2</sup> de boca, ins talada 3,00 m acima do solo, mostraram que, na maior parte dos casos, os valores medidos deveriam ser acrescidos de 20 a 30% (in FERGUSON, H.L. e ZNAMENSKY, V.A., 1981).

Ainda quanto à precisão das medidas da precipitação sob a forma líquida em udômetros, registam-se as conclusões resultantes da análise das observações efectuadas pela Electri

cité de France entre 1952 e 1959 nas bacias de investigação de Alrance (JACQUET, 1960).

A análise estatística dos resultados das observações simultâneas da chuva, num conjunto de udômetros iguais, permitiu concluir que a ordem de grandeza do erro de medição devido a causas fortuitas (estudadas e aceites as hipóteses da distribuição uniforme da precipitação na área em estudo e da não existência de diferenças sistemáticas entre as observações dos vários udômetros) era, a um nível de confiança de 0,95, de cerca de  $\pm 15\%$  para a precipitação diária, de  $\pm 5\%$  para a precipitação mensal e de  $\pm 2,5\%$  para a precipitação anual. Em relação às observações diárias a influência do vento na precisão das medidas era acentuada: o erro anteriormente definido, sendo de  $\pm 15\%$  para a totalidade das observações diárias, diminuía para  $\pm 11\%$  quando a velocidade do vento, durante a chuva, se situava entre  $2,5 \text{ ms}^{-1}$  e subia para  $\pm 22\%$  quando aquela excedia  $7,5 \text{ ms}^{-1}$ .

Os udômetros são, na sua maioria, observados com intervalos de 24 h, a uma hora fixa, usualmente entre as 7 h e as 9 h, da manhã, sendo os valores da precipitação referidos ao dia anterior. Onde não é praticamente possível a observação diária, usam-se udômetros semanais, mensais ou para grupos de meses.

### 5.3 - REDES UDOMÉTRICAS \*

Não é possível estabelecer regras gerais para o projecto de redes udométricas. A densidade de aparelhos de observação, numa dada região, depende da ocupação humana dessa região, da variação espacial da precipitação e da finalidade dos dados a obter.

A WMO (1974) dá no entanto recomendações sobre a densidade de udometros e udografos para o estabelecimento da rede mínima necessária para o estudo do aproveitamento dos recursos hídricos. Tal densidade depende do clima, do tipo de relevo e da acessibilidade dos locais.

O planeamento da ocupação udométrica de uma região exige previamente o estudo da distribuição espacial da precipitação, realizado com base nas observações disponíveis. Quando estas não sejam suficientes, deve projectar-se o estabelecimento de uma rede em duas fases, informando as observações da primeira o estabelecimento da segunda.

Ultrapassada a situação de rede mínima, deve tender-se para a de rede óptima que, para o menor encargo de instalação e exploração (o que em geral equivale ao menor número total de postos), possibilita estimar a precipitação em qualquer ponto do território com o rigor desejado.

#### 5.4 - PREENCHIMENTO DE FALHAS \*

Frequentemente os registos da precipitação num posto udométrico apresentam falhas durante um ou mais dias, sendo de interesse obter as correspondentes estimativas para tornar possível o cálculo dos totais mensais e anuais.

Vários procedimentos podem ser adoptados, para o efeito, nomeadamente pelo recurso à análise de correlação. O procedimento mais divulgado é o do U.S. Weather Bureau, o qual consiste em ponderar os valores  $P_1$ ,  $P_2$  e  $P_3$  da precipitação observados em três postos próximos, na época em que se verifica a falha a preencher, pelas relações entre a precipitação média anual no posto em causa,  $\bar{P}$ , e a precipitação média anual em cada um desses postos,  $\bar{P}_1$ ,  $\bar{P}_2$ ,  $\bar{P}_3$

$$P = \frac{1}{3} \left( \frac{\bar{P}}{\bar{P}_1} P_1 + \frac{\bar{P}}{\bar{P}_2} P_2 + \frac{\bar{P}}{\bar{P}_3} P_3 \right)$$

Outra forma de preencher as falhas consiste em ponderar as observações em postos vizinhos pelo inverso das respectivas distâncias ao posto considerado

$$\frac{P}{\bar{P}} = \frac{1}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3}} \left( \frac{P_1}{\bar{P}} \times \frac{1}{r_1} + \frac{P_2}{\bar{P}_2} \frac{1}{r_2} + \frac{P_3}{\bar{P}_3} \frac{1}{r_3} \right)$$

que se transforma na penúltima expressão se for  $r_1 = r_2 = r_3$ .

Se se utilizarem meios de cálculo automático, é preferível preencher as falhas mediante a equação de expressão linear sem termo independente

$$P = b_1 P_1 + b_2 P_2 + b_3 P_3$$

em que os coeficientes  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $b_3$  são determinados pela aplicação do método dos mínimos quadrados ao conjunto de observações simultâneas no posto em análise e em três postos próximos.

A apresentação de valores mensais ou anuais da precipitação que exigiram o preenchimento de falhas deve ser acompanhada sempre da indicação da existência desse preenchimento.

### 5.5 - PRECIPITAÇÃO SOBRE UMA DADA ZONA

A medição da precipitação faz-se em pontos isolados (postos udométricos), interessando, para estudos de v<sup>á</sup>ria índole, avaliar a precipitação que ocorre sobre uma dada zona. Essa avaliação pode exprimir-se em volume (metros cúbicos) ou em al

tura suposta uniformemente distribuída no espaço (milímetros), que se designa por precipitação ponderada ou simplesmente precipitação. Existem dois métodos principais para obter a precipitação sobre uma zona: o das isoietas e o das áreas de influência ou de Thiessen.

O erro na avaliação da precipitação sobre uma dada zona, admitindo como exactas as medidas pontuais da precipitação, depende da variabilidade espacial da precipitação e da densidade de pontos de observação. Este erro será predominantemente um erro sistemático, pelo menos em relação à precipitação em período dos longos (mês ou ano).

A informação que o radar permite obter sobre a precipitação numa zona pode ser utilizada em estudos hidrológicos, nomeadamente na previsão de cheias. É possível conhecer por meio da observação pelo radar (FERGUSON e ZNAMENSKY, 1981):

- o início e o fim da precipitação em pontos ou áreas, num raio de cerca de 200 km;
- a distribuição espacial e temporal de fenómenos de precipitação intensa, pois o radar é muito sensível às variações da intensidade da precipitação;
- a deslocação de frentes de precipitação intensa.

As limitações do radar para medir a precipitação derivam de:

- não univocidade da relação entre os sinais radar e a intensidade da precipitação (relação influenciada pelo tamanho das gotas de chuva);
- dificuldade de calibração dos sinais de radar.

As isoietas ou isolinhas da precipitação são os lugares geométricos dos pontos de igual precipitação durante um determinado intervalo de tempo.

Os intervalos de tempo típicos são de minutos, horas, dias, meses, ou anos, consoante o objectivo do estudo.

Para traçar isoietas marca-se numa planta a localização dos postos udométricos, existentes no interior e na periferia da bacia, e a precipitação neles observada no intervalo de tempo considerado Fig. 5.1 O traçado pode ser obtido simplesmente por interpolação, ou corrigido para atender a factores físicos e climáticos (como sejam a altitude, a distância à costa, exposição relativamente aos ventos portadores de humidade).

O aumento linear da precipitação média anual com a altitude verifica-se nalgumas zonas, o que não é universalmente válido. Na zona este da ilha de S. Miguel (Açores) a precipitação média anual varia linearmente com a altitude, entre 1750 e 3200 mm, para altitudes entre 140 e 750 m.

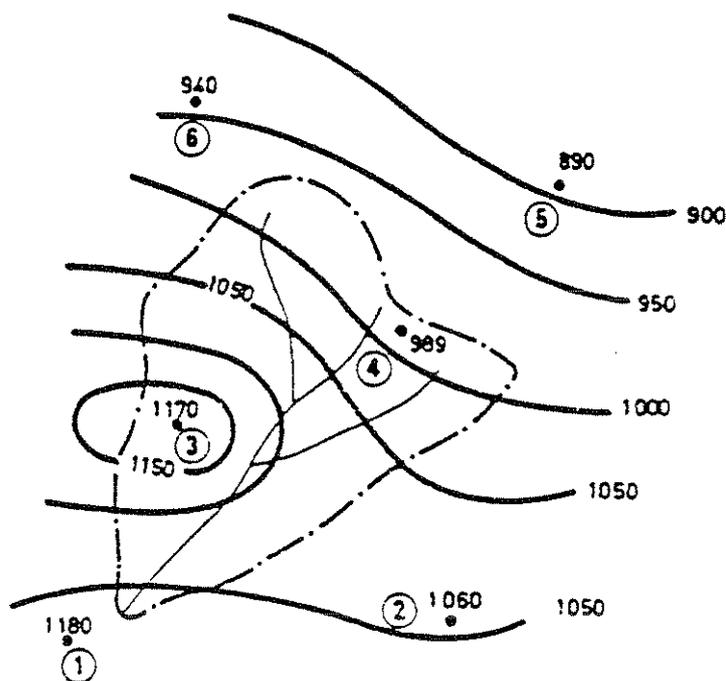


Fig. 5.1 - Isoietas num dado ano hidrológico



Fig. 5.2 Isoietas mēdias anuais em Portugal (QUINTELA, 1967, original do SMN)

A precipitação (ponderada) sobre uma dada área obtêm-se da carta de isoietas do mesmo modo que a altitude média se obtêm de uma carta hipsométrica.

A carta de isoietas oferece a vantagem de dar uma visão sintética da distribuição espacial da precipitação.

A Fig. 5.2 reproduz a carta de isoietas anuais médias em Portugal.

O método das áreas de influência de Thiessen baseia-se no traçado de polígonos formados pelas mediatrizes dos lados dos triângulos com vértices nos postos udométricos - Fig. 7.3 O polígono que contém um posto udométrico limita a área de influência desse posto, dentro da qual se considera a precipitação uniforme e igual à que nele se observa.

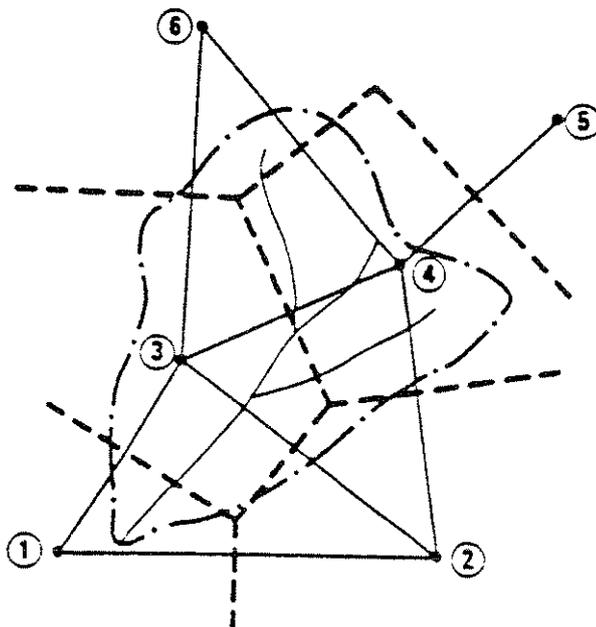


Fig. 5.3 - Áreas de influência de postos udométricos.

Designando a área do posto  $i$  por  $A_i$  e a precipitação nele medida por  $P_i$ , o volume de água precipitada sobre a totalidade da área é dado por

$$\sum_{i=1}^m A_i P_i$$

e a precipitação (ponderada), P, por

$$P = \frac{\sum_{i=1}^m A_i P_i}{A}$$

equivalente a

$$P = \sum_{i=1}^m p_i P_i$$

em que  $p_i$ , que se designa por peso do posto, é o quociente entre a área da influência respectiva,  $A_i$ , e a área total, A,

$$p_i = \frac{A_i}{A}$$

sendo, evidentemente,

$$\sum_{i=1}^m p_i = 1$$

Quando se pretende utilizar o método das áreas de influência para avaliar a precipitação sobre uma dada zona para um grande número de intervalos de tempo, convém, para alguns desses intervalos, comparar os resultados com os fornecidos pelo método das isoietas.

Admite-se que o método das isoietas faculte, em geral, uma maior aproximação da realidade, sendo, porém, a aplicação do método das áreas de influência muito mais rápida e prática. Quando os postos se mantêm ao longo do período do estudo, a avaliação da precipitação sobre uma dada área em diferentes intervalos de tempo envolve um único traçado dos polígonos de influência, resumindo-se a avaliação dos valores da precipitação à soma dos produtos da precipitação em cada posto pelo peso respectivo. Este comentário pressupõe o traçado manual das

isoietas, existindo, no entanto, actualmente, a possibilidade de proceder ao desenho automático das isoietas e também dos polígonos de influência.

## 5.6 - DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL DA PRECIPITAÇÃO

### 5.6.1 - SÉRIES DE PRECIPITAÇÃO

As séries de valores da precipitação horária, diária, mensal ou anual ( observados num posto ou calculados sobre uma zona ) ao longo de vários anos, são em si próprias pouco utilizáveis. Torna-se, por isso, necessário caracterizá-las de uma forma sintética, para o que se recorre ao tratamento estatístico.

Analisa-se a seguir como caracterizar as séries da precipitação anual e da precipitação mensal e, na alínea 7.6 estudam-se as precipitações intensas (ou precipitações extraordinárias).

### 5.6.2 - PRECIPITAÇÃO ANUAL

A precipitação anual, num posto ou sobre uma zona, é uma variável aleatória cuja distribuição estatística pode ser traduzida por uma função de distribuição,  $F(x, a, b, \dots)$ , com os parâmetros  $a, b, \dots$  a estimar a partir dos valores da amostra.

A lei normal pode, em geral, ser adoptada para representar satisfatoriamente a distribuição da precipitação anual que assim resulta completamente caracterizada pela estimativa  $\bar{x}$  da média  $\mu$ , e pela estimativa  $s'$  do desvio-padrão  $\sigma$

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n}$$

$$s' = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum x_i^2}{n-1} - \frac{(\sum x_i)^2}{n(n-1)}}$$

A variabilidade da precipitação anual, em valor relativo, é traduzida pelo coeficiente de variação

$$C_v = \frac{s'}{\bar{x}}$$

Na realidade a distribuição da precipitação anual é aproximadamente simétrica enquanto as distribuições de muitas variáveis hidrológicas (como por exemplo a precipitação diária máxima anual e o caudal diário máximo anual) apresentam nitidamente assimetria positiva.

A assimetria é medida pelo coeficiente de assimetria cuja estimativa é

$$C_a = \frac{n \sum (x - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s'^3}$$

A estimativa da média da precipitação anual está sujeita a erros devidos às flutuações de amostragem, os quais diminuem com o aumento da dimensão das amostras.

Numa distribuição normal de média  $\mu$  as estimativas da média,  $\bar{x}$ , obtidas a partir de diferentes amostras são tais que a variável

ou

950  $\pm$  60 mm.

É, portanto, do maior interesse reduzir o erro da estimativa  $\bar{x}$  da média devido às flutuações de amostragem, para os postos em que se dispõe de escasso número de anos de observações. Essa redução pode conseguir-se recorrendo a correlação entre valores da precipitação anual nesses postos e em outros em que o número de observações seja elevado.

Suponha-se que se dispõe de um período comum de  $k$  anos de observações  $y$  e  $x$  da precipitação anual em dois postos A e B e de um período suplementar de  $(n-k)$  anos de observações somente num dos postos

$y_1, y_2, \dots, y_k$

$x_1, x_2, \dots, x_k, x_{k+1}, \dots, x_n$

Designando por

$k^b_{xy}$  = estimativa de regressão de  $y$  sobre  $x$ ,

$\bar{y}_k, \bar{x}_k$  = estimativas das médias de  $y$  e  $x$

sendo essas estimativas calculadas a partir das  $k$  observações, a estimativa da média de  $y$  melhorada por correlação obtém-se por

$$\bar{m}_y = \bar{y}_k + k^b_{xy} (\bar{x}_n - \bar{x}_k)$$

É possível avaliar em que medida a estimativa assim obtida da média de  $y$  é melhor do que a estimativa directa  $\bar{y}_k$  (veja-se QUINTELA 1967, ROCHE 1963).

Por vezes, adopta-se, em vez deste procedimento, um outro mais simples, para melhorar a estimativa da média  $\bar{x}$  e do desvio-padrão  $s'$  da precipitação anual num dado posto. Este procedimento não permite, porém, medir o benefício que pro-

$$t = \frac{\bar{x} - \mu}{\frac{s'}{\sqrt{n}}}$$

segue a lei de Student com  $n-1$  graus de liberdade.

Assim, obtida uma estimativa  $\bar{x}$ , a média  $\mu$  estará compreendida a um nível de probabilidade  $1-\alpha$  no intervalo de confiança

$$\bar{x} \pm t_{\alpha/2} \frac{s'}{\sqrt{n}}$$

em que  $\alpha$  é a probabilidade de ser  $|t| > t_{\alpha/2}$ . O erro relativo

$$\pm t_{\alpha/2} \frac{C_v}{\sqrt{n}}$$

é, assim, directamente proporcional ao coeficiente de variação e inversamente proporcional à raiz quadrada do número de anos de observações.

EXEMPLO - Calcular o intervalo de confiança em que, a um nível de 90%, se situará a verdadeira média da precipitação anual num posto com 20 anos de observações, a partir das quais se calcularam as estimativas da média e do desvio-padrão  $\bar{x} = 950$  mm e  $s' = 155$  mm

O intervalo da média é dado por

$$\bar{x} \pm t_{\alpha/2} \frac{s'}{\sqrt{n}}$$

Sendo  $\alpha = 1,00 - 0,90 = 0,10$ ,  $n = 20$ , e, portanto,  $t_{\alpha/2} = 1,729$  (com  $n-1 = 19$  graus de liberdade), resulta

$$950 \pm 1,729 \times \frac{155}{\sqrt{20}}$$

porciona.

Toma-se como referência um posto situado tão próximo quanto possível daquele cujas estimativas  $\bar{x}$  e  $s'$  se pretende melhorar e no qual se disponha de um período mais longo de observações. Comparam-se as estimativas  $\bar{x}$  e  $s'$  no posto de referência, calculadas para esse período e para o período comum de observações nos dois postos. Quando estas estimativas são próximas, adopta-se o período total de observações no posto em consideração; quando são afastadas, averigua-se se uma maior proximidade é conseguida pela supressão a esse período de alguns anos de observações, e, adoptando, em caso afirmativo, o período assim resultante.

A média e o desvio padrão calculados para tal período - designado em muitos estudos hidrológicos por período de características médias - terão provavelmente maior precisão da que as que corresponderiam a uma amostra de igual dimensão, mas escolhida ao acaso.

### 5.6.3 - PRECIPITAÇÃO MENSAL

A distribuição da precipitação mensal (num posto ou sobre uma zona) é usualmente caracterizada pelo diagrama da média da precipitação em cada mês do calendário, calculada para o período de estudo - Fig. 5.4 .

O mesmo gráfico pode também apresentar diagramas correspondentes cada um deles a uma dada frequência com que os valores do diagrama são ultrapassados na amostra nos meses respectivos (ou à probabilidade no caso de ter sido feito o estudo da distribuição estatística).

Assim, o diagrama correspondente à frequência de 10% fornece, para cada um dos meses do calendário, o valor da

precipitação nesse mês que ao longo do período de estudo de  $n$  anos é ultrapassado  $0,10 n$  vezes.

Tem significado pouco preciso a apresentação dos valores máximos e mínimos registados ao longo do período, por os mesmos (não estando associados a um critério estatístico) variarem com o número de anos do período de estudo.

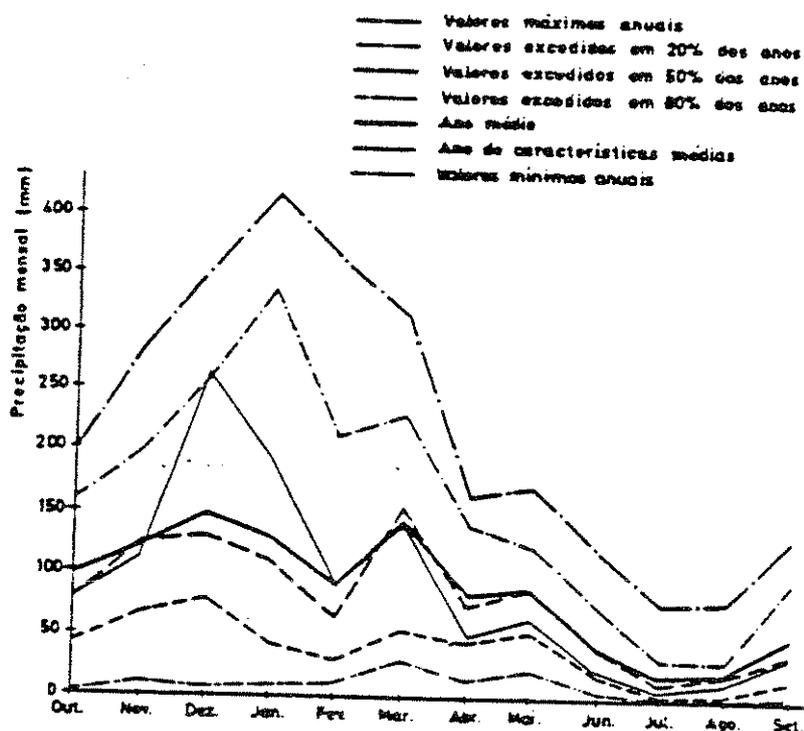


Fig. 5.4 - Distribuição mensal das precipitações na bacia do rio Mondego em Ponte de Tábua.

O diagrama da média dos valores da precipitação em cada mês do calendário, ao longo do período de estudo, é também designado por diagrama da precipitação mensal em ano médio.

O ano médio, correspondente a um período de estudo de vários anos, é um ano fictício tal que o valor que uma determinada grandeza hidrológica apresenta numa época qualquer do calendário em ano médio é igual à média aritmética dos valores assumidos pela grandeza nas mesmas épocas dos diferentes anos do período considerado.

O conceito de ano médio pode ser concretizado pelo

seguinte exemplo: o valor da precipitação (ou de outra grandeza) no mês de Novembro (ou no dia 1 de Novembro) do ano médio é igual à média aritmética dos valores da precipitação observados nos meses de Novembro (ou nos dias 1 de Novembro) ao longo dos vários anos do período utilizado para definir o ano médio.

Uma medida da variabilidade mensal da precipitação dentro de um dado ano é traduzida pelo coeficiente de variação da precipitação mensal, o qual, porém, não fornece informação sobre a sucessão cronológica.

O coeficiente de variação da precipitação mensal, num dado ano, define-se como o quociente entre o desvio quadrático médio dos doze valores  $P_i$  da precipitação mensal e o valor médio  $\bar{P}$  da precipitação mensal no referido ano

$$\sqrt{\frac{1}{12} \sum_{i=1}^{12} (P_i - \bar{P})^2} : \bar{P}$$

Pode calcular-se mais comodamente por

$$\sqrt{\frac{1}{12} \sum_{i=1}^{12} P_i^2 - \frac{(\sum P_i)^2}{144}} : \bar{P}$$

Este coeficiente permite evidenciar que a regularidade do ano médio é muito superior à regularidade média dos anos do respectivo período. Por exemplo, no período 1937/38-59/60, o coeficiente de variação da precipitação mensal na bacia do rio Mondego em Ponte de Tábua é de 0,52, enquanto a média dos coeficientes referentes aos vários anos é de 0,86. A mesma conclusão se tira da comparação de valores do Quadro 1, referente à precipitação ponderada em outras três bacias portuguesas.

QUADRO 1

PARÂMETROS DA DISTRIBUIÇÃO DA PRECIPITAÇÃO ANUAL E MENSAL EM QUATRO BACIAS PORTUGUESAS

Bacia	Período	Precipitação anual			Coeficiente de variação da precipitação mensal	
		Média	Desvio-padrão	Coeficiente de variação	Média (%)	Ano médio (%)
		$\bar{x}$ (mm)	$s$ (mm)	$C_v$ (%)		
Rio Paiva em Castro Daire	1944/45-60/61	1482	479	32	92	57
Rio Mondego em Ponte de Tábua	1937/38-59/60	1054	307	29	86	52
Ribeira de Odivelas em Odivelas	1940/41-59/60	614	170	28	91	63
Ribeira de Raia em Cabeção	1935/36-53/54	670	192	29	92	57

5.7 - PRECIPITAÇÕES INTENSAS

5.7.1 - OBJECTIVO DO ESTUDO

O dimensionamento de obras hidráulicas, como sejam sistemas de drenagem, diques de protecção contra cheias e evacuadores de cheias de barragens, é feito para caudais com pequena probabilidade de serem ultrapassados. O valor desta probabilidade diminui com o aumento da importância das obras e com o dos prejuízos decorrentes de ser ultrapassado o caudal do dimensionamento.

Para a avaliação dos caudais de dimensionamento das referidas obras e para outros fins, como por exemplo para a análise da susceptibilidade de erosão de solos, interessa determinar valores da precipitação com dada duração, em função da probabilidade de ocorrência.

A duração a considerar para a precipitação varia consoante a natureza do estudo a empreender, desde poucos minutos

(colector de águas pluviais) e algumas horas (obras em rios com pequenas bacias hidrográficas) ou mesmo alguns dias (obras em rios com grandes bacias hidrográficas).

O estudo das características das precipitações intensas, que se apresenta nas alíneas 5.7.2 a 5.7.4 compreende:

- análise estatística de precipitações com dada duração;
- o estabelecimento de relações entre a precipitação e a respectiva duração (em que a probabilidade figura como parâmetro);
- o estabelecimento de relações entre a precipitação, a duração e a área.

#### 5.7.2 - ANÁLISE ESTATÍSTICA. PERÍODO DE RETORNO

A análise estatística da precipitação com dada duração (fracção da hora, grupo de horas ou de dias) é feita com base na amostra (ou série) dos valores máximos observados da precipitação com essa duração, devendo tais máximos ser convenientemente seleccionados.

Na forma mais usual de selecção, a amostra é constituída pelos valores máximos da precipitação, com a duração considerada, observados em cada um dos  $n$  anos do período de estudo,

$$P_1, P_2, P_3, \dots, P_i, \dots, P_n$$

Entre as funções de distribuição de probabilidade que usualmente são consideradas adequadas para representar a distribuição de precipitações intensas figuram a lei de Gumbel, a lei logarítmico-normal, a lei III de Pearson (não logarítmica e logarítmica) e a lei Gamma.

A lei normal é, em geral, inadequada para aquele efeito, pois fornece valores por defeito da precipitação na zona dos baixos e dos altos valores de  $F(P)$ ; esta circunstância resulta de as distribuições das precipitações intensas apresentarem assimetria nitidamente positiva.

A lei de Fréchet é considerada como fornecendo em geral valores excessivos da variável para altos valores de  $F(P)$ .

Escolhido um tipo de função de distribuição  $F(P,a,b,\dots)$ , os parâmetros  $a,b,\dots$  são determinados a partir da amostra, o que possibilita conhecer o valor da precipitação com uma dada duração em função da probabilidade com que se verificam valores inferiores ou iguais àquele.

É cômodo, por constituir uma noção mais intuitiva, usar o período de retorno, em vez da probabilidade  $F(P,a,b,\dots)$ , para caracterizar a precipitação intensa com determinada duração (ou, analogamente, para caracterizar o caudal de ponta de cheia numa secção do curso de água).

O período de retorno de uma determinada precipitação  $P$  com uma dada duração é o número de anos que separaria em média as ocorrências (no mesmo local ou sobre a mesma zona) de precipitação superior a  $P$ , com a mesma duração.

Atendendo a que a probabilidade de ser excedida a precipitação  $P$  com uma dada duração é expressa por

$$1 - F(P,a,b,\dots)$$

o período de retorno  $T$  relaciona-se com  $F(P,a,b,\dots)$  por

$$T = \frac{1}{1 - F(P,a,b,\dots)}$$

É indispensável ter bem presente que o conceito de período de retorno não está associado a qualquer ideia de repetição cíclica. Assim, podem ocorrer em dois anos sucessivos valores da precipitação que ultrapassam o valor  $P_{100}$  correspondente a um período de retorno de 100 anos; essa ocorrência é muito pouco provável, mas não impossível. Com efeito, o que define o período de retorno é o intervalo médio que separaria a ocorrência de valores da precipitação superiores a  $P_{100}$ . Se se tivesse a possibilidade de dispor de um período de registo da precipitação suficientemente longo, aquele intervalo médio seria de 100

anos para o valor da precipitação  $P_{100}$ .

A análise estatística poderá incidir sobre séries da precipitação registada num posto (precipitação pontual) ou da precipitação avaliada sobre determinada zona (precipitação ponderada).

Quando se trata da precipitação ponderada, a determinação dos valores máximos anuais da amostra é feita, em geral, pelo método das áreas de influência, pois que o método das isoietas obriga a vultuoso trabalho.

Mesmo usando o método das áreas de influência, tal determinação é relativamente morosa, pois não há, em geral, simultaneidade de ocorrência dos valores máximos anuais em todos os postos. Por isso, recorre-se, por vezes, a um processo mais expedito para a determinação da precipitação máxima (ponderada) sobre uma determinada zona (com uma dada duração e um período de retorno fixo).

Segundo tal processo, procede-se primeiramente, para cada um dos postos com influência na zona em estudo, à análise estatística da precipitação com a duração considerada; em seguida, determina-se, em cada um deles, o valor da precipitação com essa duração que corresponde ao período de retorno pretendido.

A precipitação (ponderada) sobre a zona é calculada a partir dos valores assim obtidos para cada posto, utilizando ou o método das isoietas ou o das áreas de influência.

Este processo é, em geral, pessimista, isto é, fornece valores excessivos da precipitação, em virtude de admitir a ocorrência simultânea dos valores máximos da precipitação em todos os postos, o que muitas vezes se não verifica.

5.7.3 - RELAÇÃO ENTRE A PRECIPITAÇÃO E A DURAÇÃO  
(PERÍODO DE RETORNO CONSTANTE)

A precipitação (pontual ou sobre uma zona), com uma dada duração e um determinado período de retorno, pode ser determinada como se indica na alínea 5.6.2. Repetindo o procedimento para diferentes durações

$$t_1, t_2, t_3, \dots, t_i, \dots, t_m$$

obtêm-se os correspondentes valores da precipitação

$$P_1, P_2, P_3, \dots, P_i, \dots, P_m$$

com o mesmo período de retorno T.

Com base nos pares de valores  $(P_i, t_i)$ , pode definir-se uma relação entre a precipitação (expressa em altura) e a duração respectiva, para o período de retorno T.

Tal relação é, segundo os hidrólogos italianos, expressa por

$$P = a t^n$$

em que os parâmetros a e n podem ser determinados pelo método dos mínimos quadrados, depois de transformada a relação anterior, por aplicação de logaritmos, na relação linear

$$\log P = \log a + n \log t$$

Num gráfico com os eixos coordenados em que se marca a precipitação e a duração com graduação logarítmica, a relação  $P = a t^n$  é representada por uma recta, que tem sido designada em Portugal por linha de possibilidade udométrica (MANZANARES, 1947).

Os parâmetros a e n são funções do período de retorno as quais segundo Suppino (in MANZANARES, 1947) se podem tra-

duzir pelas equações

$$a = a_1 + a_2 \log T$$

$$n = n_1 - n_2 \log T$$

nas quais os parâmetros  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $n_1$  e  $n_2$  são positivos.

Num mesmo gráfico podem representar-se várias linhas de possibilidade udométrica, cada uma correspondendo a um dado período de retorno - Fig. 5.5

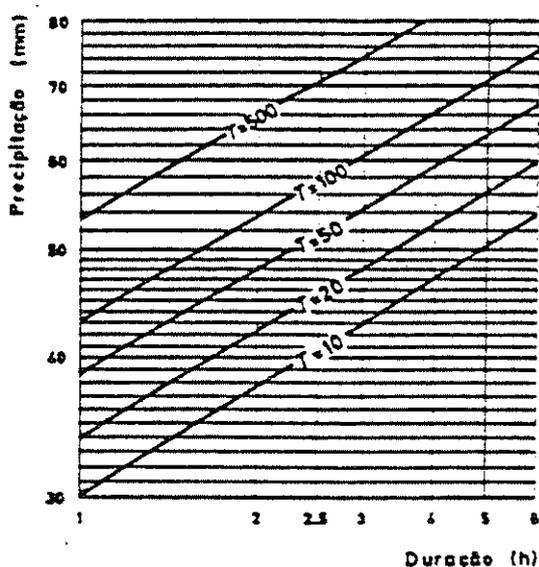


Fig. 5.5 - Linhas de possibilidade udométrica para diferentes períodos de retorno.

O parâmetro  $n$ , quando  $P$  se exprime em milímetros e  $t$  em horas ou em dias, situa-se em geral entre cerca de 0,3 e 0,6.

Por vezes há necessidade de extrapolar para frações do dia a linha de possibilidade udométrica expressa em dias, considerando-se que a extrapolação é válida em Portugal até cerca de 5 a 6 h.

Alguns autores relacionam com a duração, não a altura de precipitação, mas a sua intensidade média,  $i_m$ , que se de-

fine por

$$i_m = \frac{P}{t}$$

Recomendam a expressão

$$i_m = \frac{c}{(d + t)^e}$$

em que os parâmetros a, d e e são funções de período de retorno.

Por vezes considera-se que só o parâmetro c é a função do período de retorno, vindo então

$$i_m = \frac{f T^g}{(d + t)^e}$$

Uma característica importante das leis de precipitação intensa é a que a intensidade média da precipitação (pontual ou sobre uma área) é função decrescente da duração, supondo o período de retorno constante.

Esta condição implica que o parâmetro n da expressão  $P = a t^n$  seja inferior à unidade como se conclui facilmente por ser

$$i_m = \frac{a}{t^{1-n}}$$

#### 5.7.4 - RELAÇÃO ENTRE A PRECIPITAÇÃO, A DURAÇÃO E A ÁREA

A distribuição temporal e espacial da precipitação com um dado período de retorno depende da duração e do tipo da precipitação, e da natureza e área da zona em consideração.

Em termos gerais, verifica-se que:

- a relação  $P_A/P_O$  entre a precipitação sobre uma dada zona,  $P_A$ , e a precipitação num ponto em consideração,  $P_O$ , diminui quando aumenta a área da zona;

- a diminuição da relação  $P_A/P_0$  com a área atenua-se quando cresce a duração.

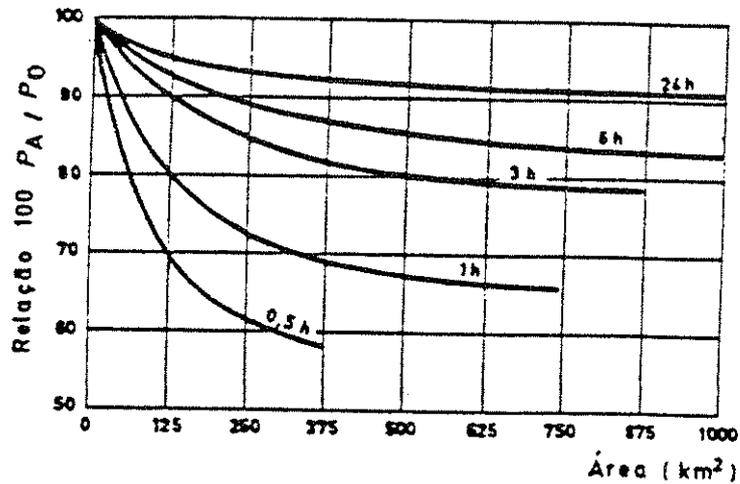


Fig. 5.6 - Curvas de intensidade - área - duração de precipitações intensas.

Estas condições estão traduzidas na Fig. 5.6 por relações médias estabelecidas nos Estados Unidos da América para o período de retorno de cinco anos. O período de retorno é naturalmente um parâmetro a considerar nas relações anteriores, mas os afastamentos dos valores observados em relação às curvas da Fig. 5.5 ultrapassam a influência daquele.

## BIBLIOGRAFIA

- CHOW, V.T. 1964 - Handbook of Applied Hydrology. McGraw-Hill, New York.
- FERGUNSON, H.L. e ZNAMENSKY, V.A. 1981 - Methods of computation of the water balance of large lakes and reservoirs. UNESCO. Studies and reports in Hydrology, nº 17.
- JACQUET, J. 1960 - Répartition spatiale des précipitations à l'échelle fine et précision des mesures pluviométriques. Centre de Recherches et d'Essais de Chatou, E.D.F., Chatou.
- KAZMAN, R. 1965 - Modern Hydrology. Harper & Row Publishers, New York.
- MANZANARES, A.A. 1947 - Hidráulica Aplicada - 1<sup>a</sup> Parte. Dissertação. Instituto Superior Técnico. (Policopiado) Lisboa.
- QUINTELA, A. 1967 - Recursos de Águas Superficiais em Portugal Continental. Tese de doutoramento. Instituto Superior Técnico. Lisboa.
- WMO (WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION) 1981. Guide to Hydrological Practices. Vol. 1. Data Acquisition and Processing. Geneva. (4<sup>th</sup> ed.).

## 6 - ESCOAMENTO

## 6.1 - NOÇÕES GERAIS

Escoamento é a quantidade de água que atravessa uma secção de um curso de água num dado intervalo de tempo. Pode ser expresso em volume (metros cúbicos) ou em altura de água uniformemente distribuída sobre a área, em planta, da correspondente bacia hidrográfica (milímetros).

O escoamento em volume num dado intervalo de tempo obtém-se pela integração dos valores do caudal observados ao longo desse intervalo de tempo.

Devido a apresentar ordem de grandeza mais perceptível, é corrente usar, em vez do escoamento num dado intervalo de tempo, o correspondente caudal médio: caudal fictício, uniforme, que no mesmo intervalo de tempo produz um volume de escoamento igual ao da sucessão real do caudal.

Define-se deste modo:

- caudal médio diário (num dado dia);
- caudal médio mensal (num dado mês);
- caudal médio anual ou módulo anual (num dado ano);
- caudal médio plurianual ou módulo (num período de vários anos).

O conhecimento da evolução do caudal ao longo do tempo é obtido em estações hidrométricas nas quais se procede à observação da altura de água (ou altura hidrométrica) que se transforma em caudal mediante relações entre o caudal e a altura hi-

drométrica, representadas por curvas de vazão.

Uma albufeira também pode ser utilizada para avaliação do escoamento desde que se observe o respectivo nível e se registem as posições de aberturas dos órgãos que regulam a saída de água (comportas, válvulas e distribuidores de turbinas). Com efeito, a partir do nível e da lei de vazão de cada um daqueles órgãos é possível avaliar o caudal efluente da albufeira. Para reconstituir o escoamento em condições naturais (sem a presença da albufeira) tem de se corrigir o escoamento efluente para ter em conta os efeitos do armazenamento e da evaporação na albufeira.

Os problemas das estações hidrométricas tratados nas alíneas 6.2 a 6.4 não dizem respeito ao caso particular das albufeiras.

## 6.2 - CURVA DE VAZÃO

As curvas de vazão são obtidas experimentalmente pela medição do caudal e pela leitura simultânea da altura de água, a não ser que se construam estruturas especiais cuja vazão possa ser estabelecida teoricamente ou por modelo reduzido.

Por facilidade de operação, a secção de medição do caudal pode não coincidir com a secção de observação da altura hidrométrica (para a qual é válida a curva de vazão). Basta assegurar que a contribuição da bacia intermédia para o caudal do rio não é apreciável.

A medição (directa) do caudal para o estabelecimento de uma curva de vazão pode ser feita por processos de medição de velocidades, utilizando molinetes ou flutuadores e por traçadores (químicos ou radioactivos). Os métodos e os procedimentos

de medição do caudal são objecto das disciplinas de ELEMENTOS DE HIDRÁULICA e de INSTRUMENTOS E PROCEDIMENTOS DAS MEDIÇÕES HIDROLÓGICAS.

Deve assegurar-se, quanto possível, a invariabilidade de no tempo da curva de vazão, o que conduz aos seguintes requisitos:

- a secção não deve ser atingida por regolfo provocado por cursos de água confluentes a jusante;
- o leito deve ser estável na secção e o nível da água comandado por uma secção permanente próxima (natural ou artificial) ou por um troço suficientemente longo de leito estável.

Quando o leito da secção é móvel, é necessário estabelecer sucessivas curvas de vazão. Neste caso, a passagem de uma cheia importante origina apreciável variação da secção e a consequente alteração da curva de vazão; a variação da secção pode ser tanto no sentido do aprofundamento, por erosão, como no da elevação do fundo, pela formação de barras. Assim, numa secção de um leito móvel é recomendável proceder à medição do caudal após a cheia e, se possível, durante esta.

A curva de vazão obtém-se a partir do conjunto de pares de valores resultantes da medição do caudal e da observação da altura hidrométrica

$$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_i, \dots, Q_n$$

$$h_1, h_2, h_3, \dots, h_i, \dots, h_n$$

sendo, em geral, expressa por uma equação do tipo

$$Q = a (h - h_0)^2$$

em que a existência do parâmetro  $h_0$  resulta de o zero de referência da altura hidrométrica não coincidir com o nível de água para caudal nulo.

Nalguns casos especiais, o valor do expoente  $b$  pode ser deduzido teoricamente:

- no caso de um troço de canal com escoamento uniforme, é:

$b = 5/3$  - secção rectangular muito larga;

$b = 2$  - secção triangular;

- no caso de a secção constituir controlo do escoamento (condição análoga à de um descarregador) é:

$b = 3/2$  - secção rectangular,

$b = 5/2$  - secção triangular.

O expoente  $b$  toma em geral valores entre 1,5 e 3

A anterior expressão da curva de vazão transforma-se, mediante logaritmização, na expressão linear

$$\log Q = \log a + b \log (h - h_0)$$

que, num gráfico logarítmico, se traduz por uma recta.

A partir desta última expressão e do conjunto de pares de valores  $(Q_i, h_i)$ , podem calcular-se os valores de  $a$  e  $b$ , pelo método dos mínimos quadrados, desde que se conheça  $h_0$ . Arbitram-se, por isso, vários valores de  $h_0$  (e calculam-se os correspondentes valores de  $a$  e de  $b$ ), escolhendo-se em seguida o conjunto de valores de  $h_0$ ,  $a$  e  $b$  para o qual tenha resultado o melhor ajustamento gráfico aos pares de valores  $(Q_i, h_i)$  ou o maior coeficiente de correlação - Fig. 6.1.

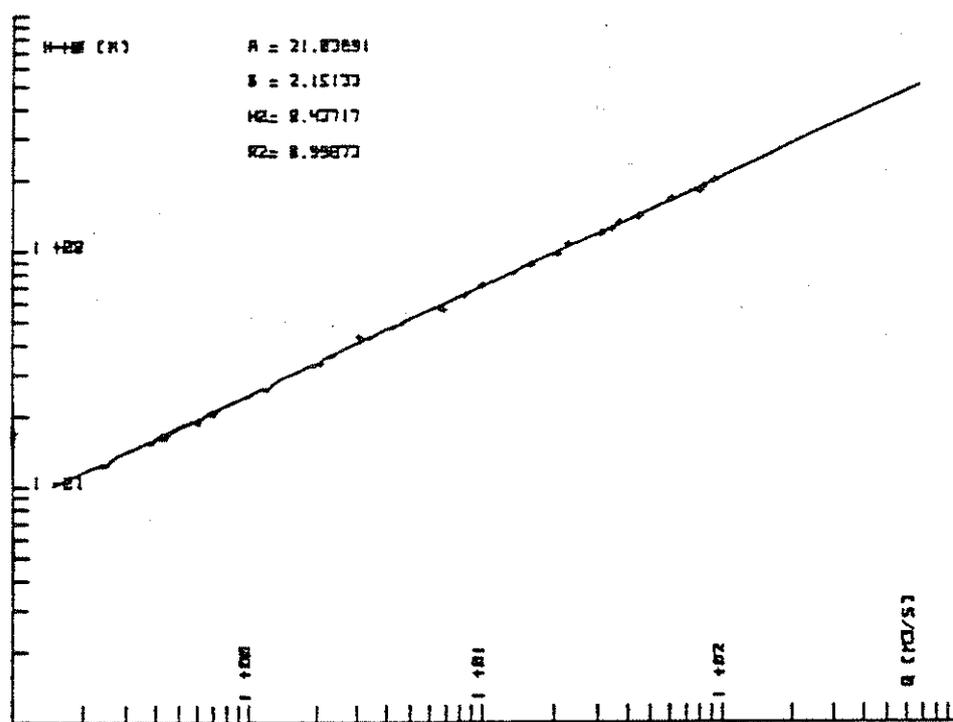


Fig. 6.1 - Curva de vazão em escala logarítmica.

Quando a secção não é regular (é o caso da existência de leitos de cheia, em que a secção alarga consideravelmente para pequeno aumento da altura hidrométrica), pode ser indispensável fraccionar a curva de vazão em vários segmentos, cada um traduzido por uma equação do tipo já indicado, cujos parâmetros são estimados a partir dos valores  $(Q_i, h_i)$  medidos nos respectivos intervalos da altura hidrométrica.

Em qualquer caso, é conveniente recorrer à representação gráfica da equação que traduz a curva de vazão e dos pontos correspondentes aos valores medidos  $(Q_i, h_i)$ .

É frequente que o valor mais alto docaudal medido seja muito inferior aos valores ocorridos durante as cheias. Para proceder ao cálculo do caudal há, assim, necessidade de extrapolar a curva de vazão.

Por vezes, esta extrapolação pode ser orientada por

considerações de índole hidráulica. Nomeadamente, se, no troço em que localiza a secção, o escoamento for uniforme, pode considerar-se, na zona de extrapolação, proporcionalidade entre o caudal e a grandeza  $SR^{2/3}$  em que S e R representam respectivamente a área da secção líquida e o raio hidráulico. A secção, no caso de compreender leitos de cheias, deve ser subdividida, considerando-se então a soma dos valores de  $SR^{2/3}$  correspondentes às secções parciais  $S_1 R_1^{2/3} + S_2 R_2^{2/3} + S_3 R_3^{2/3}$ .

Quando o leito da secção é muito móvel, podem construir-se estruturas descarregadoras com vista a tornar invariável a curva de vazão. O perfil da crista destas estruturas, perpendicular ao curso da água, é horizontal, existindo frequentemente uma zona central, triangular, para maior precisão nos valores baixos do caudal - Fig. 6.2

A estrutura funciona como descarregador livre para valores baixos e médios do caudal, os quais se calculam unicamente em função do nível observado a montante.



Fig. 6.2 - Descarregador para fixar a secção de uma estação hidrométrica (UGRAH, 1954, p. 101).

Para valores suficientemente elevados do caudal, o nível da água a jusante ultrapassa a crista do descarregador (funcionamento do descarregador afogado) e o valor do caudal calculado como se o funcionamento do descarregador fosse livre excede o caudal real. Neste caso, o caudal é função simultaneamente do nível a montante e do nível a jusante, sendo necessário proceder também à observação deste último. Para se obter a lei de vazão poderá ter de se recorrer ao ensaio hidráulico da estrutura, em modelo reduzido.

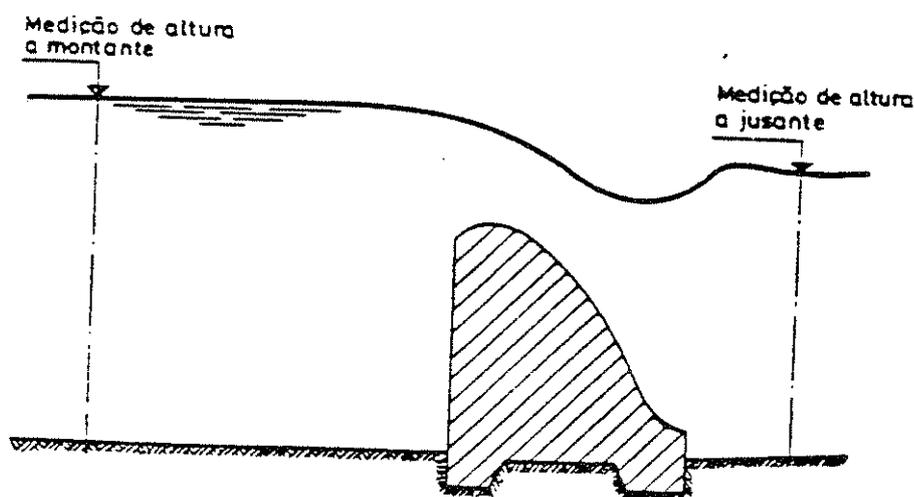


Fig. 6.3 - Descarregador funcionando afogado e escalas para medição de níveis.

Em cursos de água com bacias de pequena área ou para a medição de caudais de estlagem podem utilizar-se medidores de ressalto: as caleiras Venturi ou as caleiras Parshall. Por meio do estreitamento da secção ou da sobrelevação do fundo - ou do conjunto destes dois efeitos - é provocada a passagem do escoamento em regime crítico, pelo que o caudal é função unicamente do nível a montante. Se o regime natural for lento, haverá ressalto a jusante, mas este não deve atingir (ou afogar) a secção de controlo, pois, de contrário, o caudal seria também função do nível a jusante - Fig. 6.3

As caleiras Venturi e Parshall têm directrizes em planta respectivamente curvilíneas e poligonais. Em QUINTELA (1982) encontra-se a definição geométrica de caleiras Parshall para valores do caudal entre  $0,014$  e  $3,95 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  e a indicação da respectiva lei de vazão - Fig. 6.4

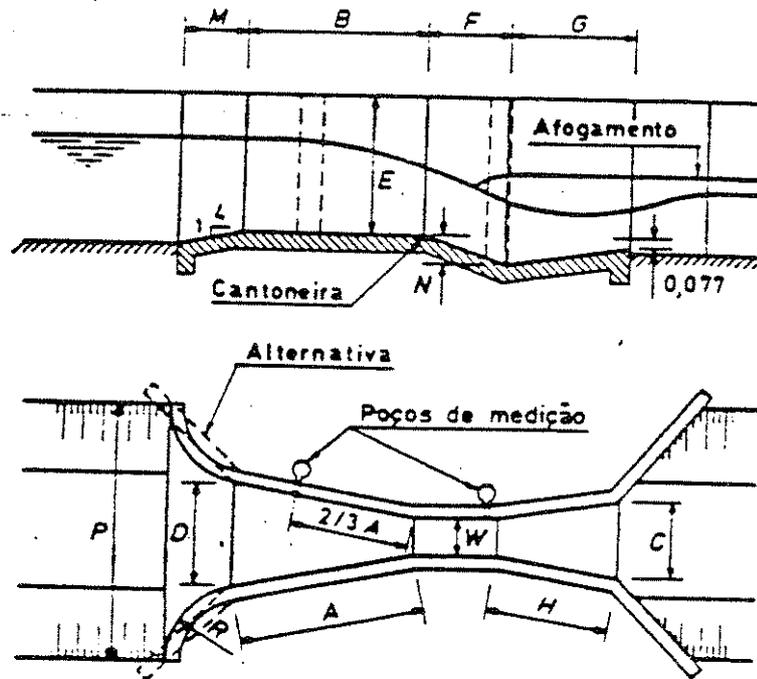


Fig. 6.4 - Caleira Parshall.

### 6.3 - OBSERVAÇÃO DA ALTURA HIDROMÉTRICA

Os valores da altura hidrométrica podem obter-se, descontinuamente, por observação visual de uma escala limnimétrica ou, continuamente, por um aparelho registador (limnógrafo, de flutuador, de bolhas de ar ou de pressão).

Quando não há limnógrafo, o intervalo entre leituras da escala hidrométrica deve ser fixado de forma a se evitar erro apreciável na avaliação do escoamento diário. Nas épocas de chuvas, e particularmente durante as cheias, o intervalo deverá ser menor devido à maior variação do nível de água que então se verifica. Sem limnógrafo corre-se o risco de perder informação muito valiosa durante as cheias excepcionais.

O limnógrafo de flutuador é instalado numa torre de secção horizontal fechada, cujo interior está em comunicação com o rio, por vezes, através de um tubo enterrado. Esta comunicação deve efectuar-se a cota inferior à do mais baixo nível de água que se possa verificar no rio. Os limnógrafos de pressão e de bolhas de ar dispensam a torre limnográfica, mas exigem uma exploração mais controlada.

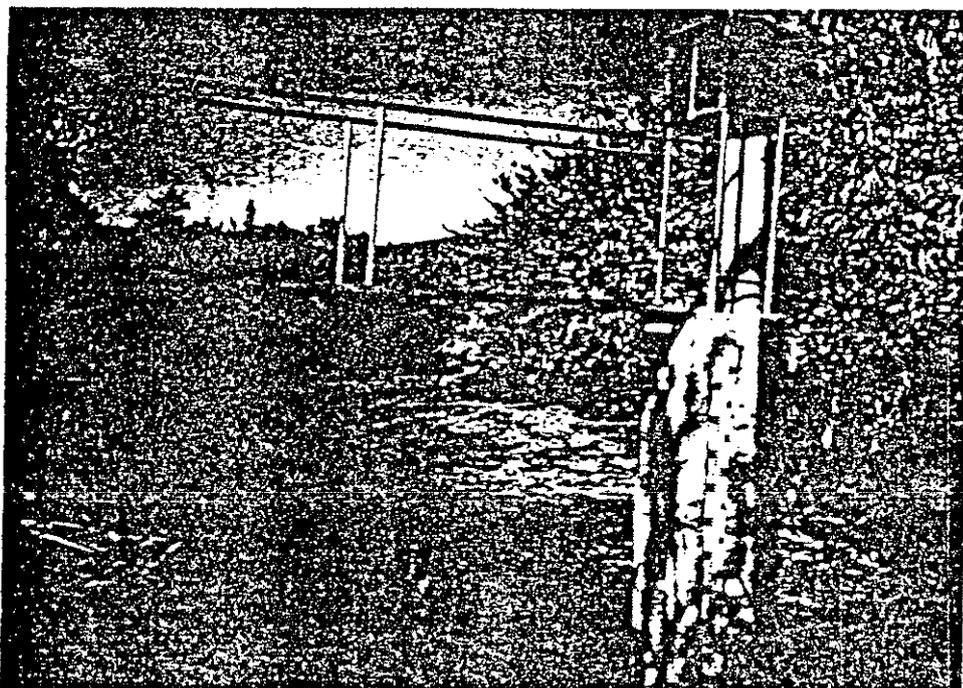


Fig. 6.5 - Torre para a instalação de limnógrafo de flutuador. (fotografia de Mimoso Loureiro).

Numa secção hidrométrica equipada com limnógrafo deve existir escala hidrométrica afim de ser possível controlar regularmente o registo fornecido pelo limnógrafo, mediante a comparação entre o valor registado e o valor lido na escala.

A escala limnimétrica deve estar referenciada altimetricamente, por meio de nivelamento preciso, em relação a uma marca de nivelamento próxima, suficientemente bem protegida contra deslocções, ou em relação ao nivelamento geral do País.

Com efeito, a escala hidrométrica pode ser derrubada (em consequência da acção impetuosa da corrente, em cheia, ou de desli

zamento da margem) e as observações da altura hidrométrica até então obtidas terão pouco ou nenhum valor se se verificarem as duas circunstâncias: indisponibilidade da curva de vazão e desconhecimento da referência altimétrica da escala. No caso de a referência altimétrica ser conhecida, torna-se possível utilizar as observações anteriores ao derrube desde que posteriormente se obtenha a curva de vazão.

#### 6.4 - AVALIAÇÃO DO ESCOAMENTO

Os valores do escoamento diário (ou os do caudal médio diário, de que é publicada a tabela por ano hidrológico), são calculados por integração do caudal. Os valores do caudal são obtidos, em intervalos de tempo convenientemente escolhidos, a partir das observações da altura hidrométrica, mediante a curva de vazão.

Os limnógrafos clássicos - com autonomia geralmente diária ou semanal - traçam o gráfico da altura hidrométrica em função do tempo. Alguns limnógrafos modernos registam os valores da altura hidrométrica em bandas a partir das quais é possível obter, por cálculo automático e numa forma directamente publicável, as tabelas do caudal médio diário e do caudal de ponta máximo anual.

Quando se utilizam limnógrafos clássicos, a extracção de valores das alturas em intervalos de tempo escolhidos constitui uma tarefa difícil e muito morosa. É hoje comum a utilização de mesas digitalizadoras, que transformam o gráfico dos limnógrafos num registo digital em banda magnética.

No que se refere a erros na determinação do caudal, regista-se que o U. S. Geological Survey aplica as designações de

excelentes, boas, aceitáveis e fracas a medidas individuais (directas) de caudal cujo erro relativo provável (definindo-se como erro provável ou mediano aquele que tem uma probabilidade de 0,50 de ser excedido em módulo) seja respectivamente inferior a 2%, 5%, 8% e superior a 8%.

As mesmas designações são utilizadas em relação aos valores do caudal médio diário para erros relativos prováveis respectivamente inferiores a 5%, 8%, 15% e superiores a 15% (LINSLEY et alia, 1949).

Segundo outra fonte (FERGUSON e ZNAMENSKY, 1981), o rigor do caudal calculado por uma curva de vazão é suficiente se o afastamento entre as medições de caudal e a curva de vazão não excede 5%; para um afastamento entre 5 e 20%, o rigor é insuficiente e, para afastamento superior a 20%, os valores são considerados como aproximações grosseiras.

Pouca informação existe sobre a análise quantitativa dos erros de avaliação do escoamento anual.

Os valores do escoamento em períodos longos poderão ser afectados de menor erro relativo do que os correspondentes a períodos curtos, devido à oportunidade para a compensação dos erros aleatórios. Sucede, porém, que frequentemente a curva de vazão é extrapolada muito para além dos valores medidos do caudal, dando origem a erros sistemáticos na transformação caudal-altura de água, erros que se não atenuam em valor relativo ao fazer a integração no tempo do caudal, para obtenção do escoamento.

## 6.5 - REDES HIDROMÉTRICAS \*

Ao planear-se o estabelecimento numa região de uma rede de estações hidrométricas deve ter-se como objectivo a possibilidade de se determinarem as características básicas do re-

gime hidrológico não só nos rios em que se instalam as estações, mas também noutros. Assim, as redes hidrométricas devem ser planeadas conjuntamente com as redes de outras observações hidrológicas.

As estações hidrométricas podem classificar-se em estações principais, secundárias e especiais (também ditas terciárias) (WMO, 1981; URYVAEV, 1953 ).

As estações principais ou estações de base devem ser observadas continuamente e indefinidamente e fornecer os elementos de base para a elaboração de estudos estatísticos.

As estações secundárias destinam-se a proporcionar uma informação local adicional e devem funcionar continuamente durante um número de anos que, embora limitado, permita a extensão do conhecimento do caudal para além do período do funcionamento da estação. Este resultado pode conseguir-se quer por correlação entre os valores do caudal na estação secundária e nas estações principais, quer pela análise de relações entre parâmetros hidrológicos levada a cabo na bacia da estação secundária e em bacias de estações principais, simultaneamente com a consideração das características das respectivas bacias.

É recomendável o estabelecimento de estações hidrométricas principais em bacias de pequena área em que é mais fácil encontrar zonas homogêneas dos pontos de vista fisiográfico e climático e individualizar os efeitos de determinados factores sobre o regime hidrológico.

O conhecimento desses efeitos permitirá uma melhor extrapolação dos valores observados nas estações secundárias.

As estações especiais têm em vista a obtenção de elementos para estudos específicos, realizando-se nelas, por vezes, observações incompletas, isto é não contínuas. Como tal,

não fazem propriamente parte da rede hidrométrica. Apresenta grande interesse a exploração de estações deste tipo, em cursos de água em formações cársticas e vulcânicas em que o volume do escoamento pouco depende da área da bacia definida pelo escoamento superficial.

## 6.6 - DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DO ESCOAMENTO

Para representar a distribuição espacial do escoamento podem elaborar-se cartas de isolinhas do escoamento : lugares geométricos dos pontos que, por unidade de área em planta, contribuem para a rede hidrográfica com igual quantidade de água.

Esta quantidade de água pode atingir a rede hidrográfica por várias vias: escoamento superficial, hipodérmico ou subterrâneo.

As cartas de isolinhas do escoamento referem-se mais frequentemente ao escoamento anual (num ano particular) e ao escoamento anual médio (média do escoamento anual no intervalo de vários anos). Podem, porém, definir-se outras isolinhas do escoamento, como as que se refiram ao acontecimento pluvioso que tenha provocado uma cheia.

Na impossibilidade prática de dispor de uma rede hidrométrica suficientemente densa para permitir por si só o traçado das isolinhas do escoamento, esse traçado tem de ser definido a partir das correspondentes isolinhas da precipitação e da consideração de factores climáticos e fisiográficos.

Na Fig. 6.6 apresenta-se a carta de isolinhas do escoamento anual médio em Portugal (QUINTELA, 1967 e 1974).

Em QUINTELA, 1967 dispõe-se de cartas de isolinhas

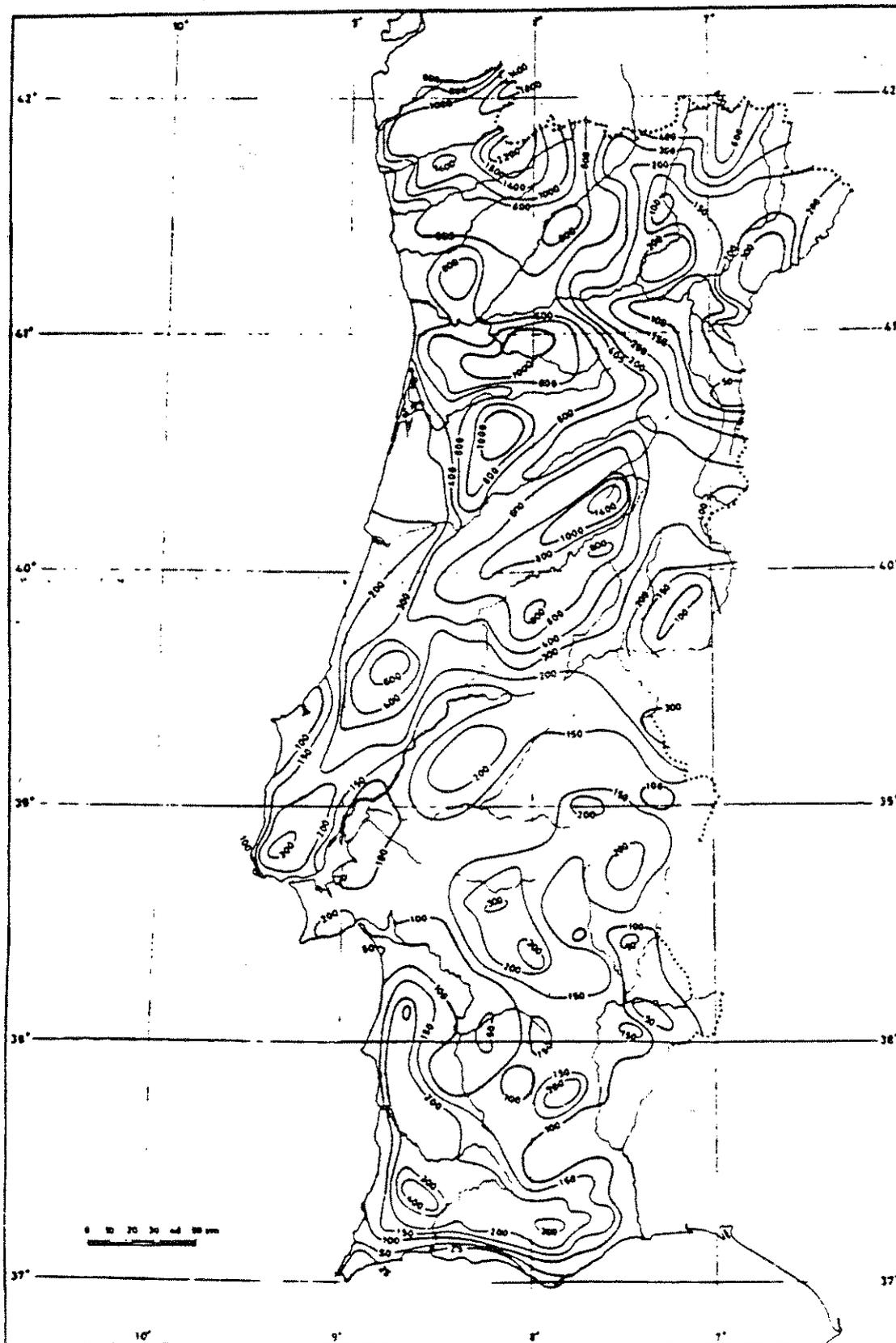


Fig. 6.6 - Cartas de isolinhas do escoamento anual médio em Portugal (QUINTELA, 1974).

do escoamento anual com probabilidades de ser excedida de 0,20 e 0,95 obtidas a partir de relações entre os valores do escoamento com essas probabilidades e do escoamento anual médio, as quais são apresentadas na alínea 6.7.4..

## 6.7 - DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL DO ESCOAMENTO

### 6.7.1 - SÉRIES DO ESCOAMENTO

Trata-se a seguir da caracterização das distribuições dos valores do escoamento anual, mensal e diário, reservando-se o estudo das cheias para posteriormente.

### 6.7.2 - ESCOAMENTO ANUAL E MENSAL \*

As distribuições de valores, quer do escoamento anual, quer do escoamento mensal podem ser analisadas de modo análogo ao indicado para os correspondentes valores da precipitação (alíneas 5.2 e 5.3).

Deve, porém, notar-se que as amostras de valores do escoamento anual - embora por vezes também sejam razoavelmente ajustada pela lei normal - tendem a apresentar apreciável assimetria positiva.

As estimativas do coeficiente de assimetria obtidas a partir de amostras que não contenham muito mais de 30 elementos (como é o caso das amostras do escoamento anual) estão sujeitas a grande erro, motivado pelas flutuações da amostragem.

Foram obtidas por QUINTELA (1967) estimativas do coeficiente de assimetria do escoamento anual em dez cursos de água portugueses, as quais variam entre 0,06 e 1,75, sendo a

sua média aritmética aproximadamente igual a 0,70. As distribuições do escoamento anual nesses dez cursos de água são representadas com boa aproximação, para valores de  $F(x)$  superiores a 0,10, pela lei III de Pearson com o coeficiente de assimetria de 0,70, valor que assim se julga poder ser adoptado para os cursos de água portugueses.

Na Fig. 6.8 apresenta-se a análise da distribuição do escoamento anual num dos exemplos citados.

O coeficiente de variação do escoamento anual excede sempre o coeficiente da variação da precipitação anual sobre a respectiva bacia e tanto mais quanto menor for o escoamento anual médio expresso em altura, como evidencia a comparação dos Quadros 1 e 2. Assim, a variabilidade anual do escoamento excede a da precipitação e cresce quando diminui o escoamento anual médio expresso em altura.

Também a média do coeficiente de variação do escoamento mensal excede a média do coeficiente de variação da precipitação mensal sobre a respectiva bacia, como mostram as penúltimas colunas dos Quadros 1 e 2.

É válido para o escoamento anual o que foi referido na alínea 5.7.2 relativamente à melhoria da estimativa da média e do desvio-padrão da precipitação anual pelo recurso à correlação.

Neste caso, a correlação do escoamento anual numa secção pode ser estabelecida com uma série mais longa tanto do escoamento anual noutra secção (do mesmo rio ou de um rio vizinho) como da precipitação anual num posto próximo.

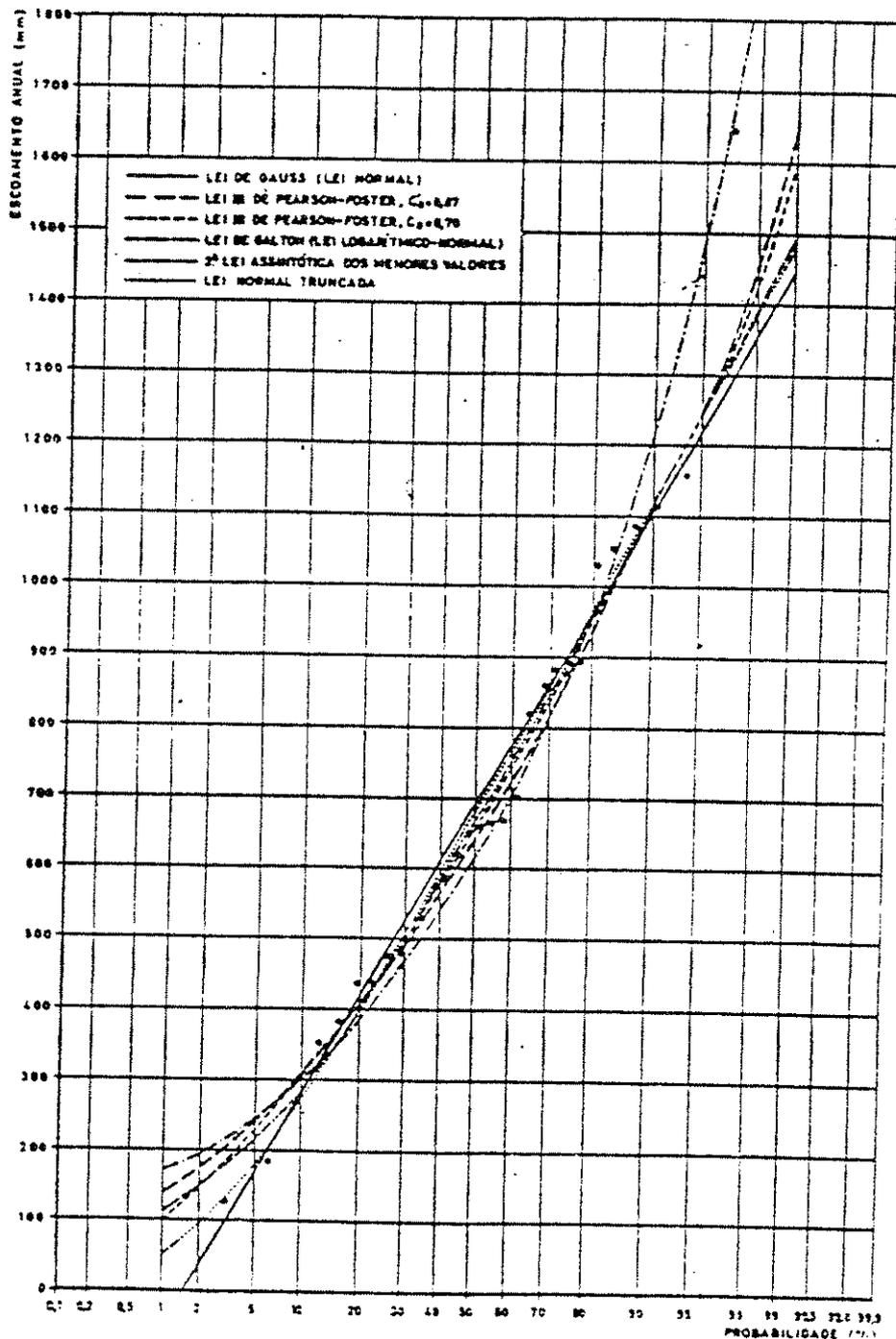


Fig. 6.3 - Distribuição do escoamento anual no rio Zêzere em Cabril. 1933/34-62/63 (QUINTELA, 1967).

QUADRO 2

PARÂMETROS DA DISTRIBUIÇÃO DO ESCOAMENTO ANUAL E MENSAL EM QUATRO BACIAS PORTUGUESAS

Curso de água	Período	Escoamento anual			Coeficiente de variação do escoamento mensal (Z)	
		Média	Desvio-padrão	Coeficiente de variação	Média	Anomé-dio
		x (mm)	s' (mm)	C <sub>v</sub> (%)		
Rio Paiva em Castro Daire	1944/45-60/61	768	398	52	107	77
Rio Mondego em Ponte de Tábua	1937/38-59/60	391	196	50	108	82
Ribeira de Odivelas em Odivelas	1940/41-50/60	153	126	82	159	114
Ribeira de Raia em Cabeção	1935/36-53/54	142	142	86	151	118

EXEMPLO - Numa secção A de um rio existem observações hidrométricas durante 11 anos que fornecem como estimativa da média do escoamento anual o valor de 481 mm.

Numa secção B de um rio vizinho existem observações hidrométricas num período de 25 anos que se sobrepõe ao período de observações em A, sendo as estimativas da média do escoamento anual em B, em cada um daqueles períodos, iguais a 402 e 433 mm, respectivamente.

O coeficiente de regressão do escoamento anual em A sobre o escoamento anual em B é de 0,957 e o coeficiente de correlação de 0,884.

Calcular relativamente ao escoamento anual em A:

- a) o intervalo de confiança da média, a um nível de probabilidade de 0,90, obtida do período de observações de 11 anos;

b) a estimativa da média melhorada por correlação.

a) Estimativa directa da média

O intervalo de confiança da estimativa da média calculada a partir de k anos de observações, a um nível de probabilidade  $1 - \alpha$ , é

$$\bar{x} \pm \frac{\bar{x}}{\sqrt{k}} t_{\alpha/2}$$

sendo  $t_{\alpha/2}$  o valor da variável de Student que é excedido em módulo com a probabilidade  $\alpha$  (n-1 graus de liberdade).

A aplicação no caso presente dá

$$481 \pm \frac{481}{\sqrt{11}} \times 1,812 = 481 \pm 263 \text{ mm}$$

b) Estimativa da melhoria da média por correlação

Segundo o método descrito em 9.5.4.3, a estimativa da média melhorada por correlação é dada por

$$y_n = \bar{y}_k + b (\bar{x}_n - \bar{x}_k)$$

No caso presente resulta a estimativa da média igual a

$$\bar{y}_n = 481 + 0,957 (433 - 402) = 511 \text{ mm}$$

### 6.7.3 - ESCOAMENTO DIÁRIO

No que se refere à distribuição do escoamento diário (ou do caudal médio diário), o respectivo diagrama cronológico anual constitui uma representação gráfica muito sugestiva.

O andamento deste diagrama modifica-se de ano para ano em consequência de variar o valor da precipitação anual e a sua repartição. Porém, os andamentos dos diagramas cronológicos do caudal médio diário numa secção de um rio apresentam, ao longo dos vários anos, algumas características comuns, que são determinadas pelo clima da região por características fisiográficas da bacia hidrográfica.

No caso de o clima da região ser caracterizado por existir uma época anual sem precipitação ou com precipitação muito pequena, os valores do caudal médio diário nessa época são ainda importantes ou atingem valores próximos de zero (ou mesmo nulos) consoante a alimentação que o rio receba de mantos aquíferos.

Se a bacia hidrográfica é pequena ou média e a capacidade de armazenamento superficial e subterrâneo é baixa, e se ocorrem frequentemente precipitações intensas, o diagrama cronológico do caudal médio diário mostra pontas acentuadas e frequentes. Verifica-se neste caso uma resposta rápida da bacia à precipitação (rio com regime próximo do torrencial).

Em rios com bacias de grande área (da ordem da centena de milhares de quilômetros quadrados ou superior) ou com grande capacidade de armazenamento superficial ou subterrâneo, o diagrama cronológico do caudal médio diário não apresenta a irregularidade do caso anterior; a relação entre caudais de ponta e o módulo é então muito mais baixa.

As curvas de duração do caudal médio diário sintetizam bem a distribuição de valores do caudal médio diário, embora não dêem informação sobre a sua sucessão cronológica Fig. 8.9

Numa secção de um rio, define-se, para cada ano hidrológico, a respectiva curva de duração do caudal médio diário e, para um intervalo de vários anos, a curva de duração média anual do caudal médio diário.

Por duração de um dado caudal médio diário num ano hidrológico entende-se o número de dias em que, nesse ano, aquele caudal foi igualado ou excedido.

Por duração média anual de um dado caudal médio diário, no intervalo de vários anos, entende-se o número médio de dias por ano em que esse caudal foi igualado ou excedido (número total de dias no intervalo de tempo considerado a dividir pelo número de anos).

A curva de duração média anual é muitas vezes designada, mas impropriamente, por curva de duração do caudal médio diário em ano médio; com efeito a duração de um dado caudal médio diário em ano médio seria a duração do mesmo caudal num ano fictício em que o valor do caudal médio diário num dado dia do calendário fosse igual à média dos valores do caudal médio nos correspondentes dias dos vários anos.

O caudal médio diário com a duração de 180 dias num dado ano é o caudal semi-permanente anual ou mediano anual (correspondente a esse ano). O caudal com a mesma duração média anual num intervalo de vários anos é o caudal semi-permanente ou mediano.

O módulo é sempre superior ao caudal mediano e tanto mais quanto mais irregular for a distribuição do caudal médio diário.

A partir da curva de duração, pode definir-se (CHOW,

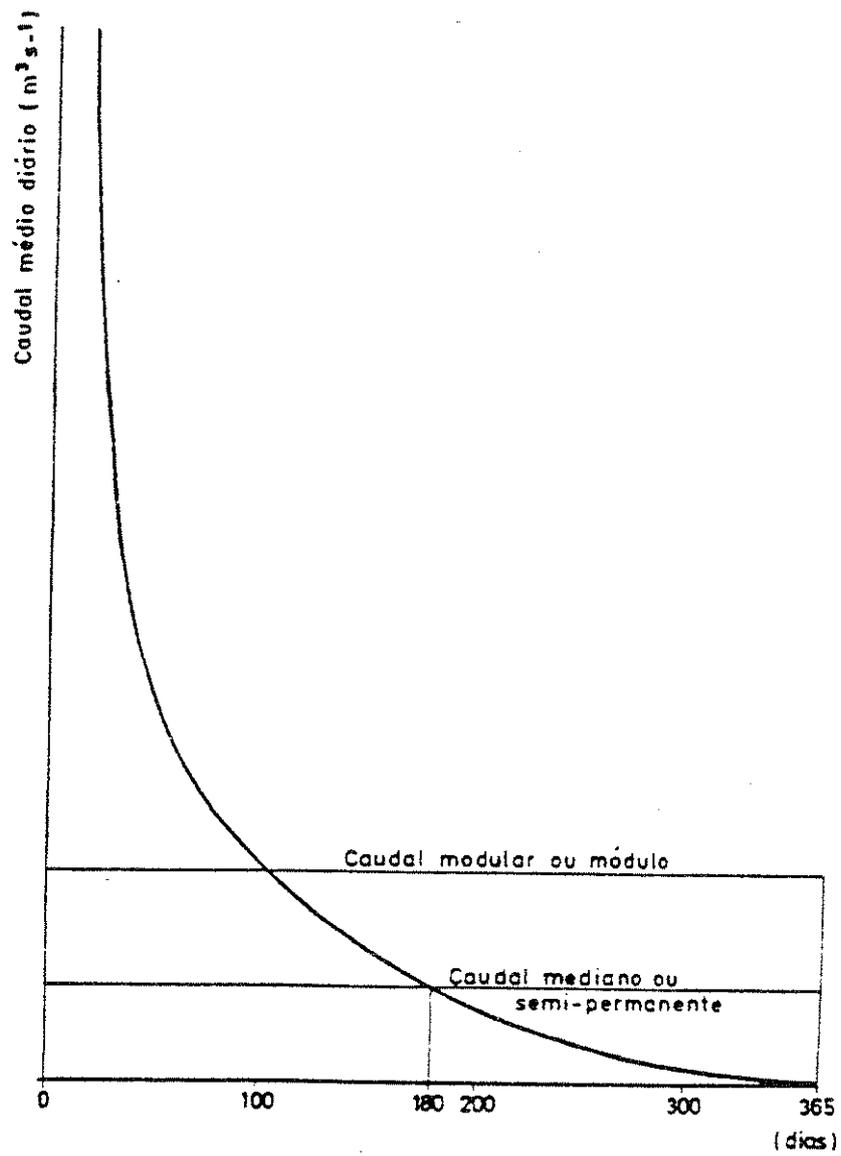


Fig 6.9 - Curva de duração média anual do caudal médio diário.

1964) um índice de variabilidade que é o desvio-quadrático médio dos logaritmos dos valores do caudal médio diário, expresso em relação ao módulo, correspondentes a durações com intervalos de 10% e variando entre 5% e 95% da duração de 365 dias. QUINTELA (1967) prefere caracterizar a curva de duração média anual pelos três parâmetros a seguir indicados, cujo significado se apresenta mais claro:

- relação  $\alpha$  entre o volume do escoamento correspondente à área compreendida entre o eixo das abcissas e a curva de duração, limitada pelo módulo, e o escoamento médio anual  $\bar{H}$ ; o escoamento produzido quando o caudal excede o módulo é, assim, de  $(1 - \alpha) \bar{H}$ ;
- duração do módulo;
- relação entre o caudal mediano ou semi-permanente e o módulo.

Os dois primeiros parâmetros foram introduzidos por YEVDJEVICH (in TONINI, 1958) e o terceiro por QUINTELA (1967).

Quando dois daqueles parâmetros, ao comparar-se a regularidade de dois cursos de água, tomam valores iguais, o curso mais regular é aquele a que corresponde maior valor para o terceiro parâmetro.

#### 6.7.4 - RELAÇÕES ENTRE PARÂMETROS DA DISTRIBUIÇÃO DO ESCOAMENTO

É possível definir, para uma zona climática, relações médias ou equações de expressão entre determinados parâmetros das distribuições do escoamento, nas quais por vezes intervem também factores fisiográficos.

É frequente que essas relações sejam estabelecidas com a média do escoamento anual,  $\bar{x}$ , cuja estimativa é possível obter, na ausência de observações hidrométricas, a partir da precipitação anual e, de outros factores climáticos e de factores fisiográficos.

A disponibilidade da estimativa de  $\bar{x}$  e de relações entre parâmetros das distribuições do escoamento anual e  $\bar{x}$  permite conhecer essas próprias distribuições.

Concretiza-se em seguida o que se acaba de mencionar em alguns exemplos referentes a Portugal, os quais, decerto, poderão servir de modelos a serem aplicados noutras zonas do Globo.

No que se refere à distribuição do escoamento anual em rios portugueses QUINTELA (1967) verificou a existência de uma forte correlação entre as estimativas do desvio-padrão e da média do escoamento anual. Adoptando uma equação de regressão do tipo  $s' = a \bar{x}^b$  (que por transformação logarítmica se reduz a uma equação linear) e utilizando os dados de 23 rios portugueses, obteve  $s' = 2,74 \bar{x}^{-0,73}$ .

Parece que o desvio-padrão do escoamento anual deveria depender, além da respectiva média, de outros factores, nomeadamente do clima da região e da área da bacia (é de esperar uma variabilidade anual do escoamento tanto maior quanto menor for aquela área). Não foi, porém, evidenciada a referida dependência: os desvios, em relação à equação de regressão, dos pontos ( $s'$ ,  $\bar{x}$ ) não são explicados, quer pela situação geográfica, quer pela área das bacias.

O coeficiente de variação do escoamento anual relaciona-se com a respectiva média anual pela expressão  $C_v = 2,74 \bar{x}^{-0,27}$ .

As duas expressões anteriores estão representadas

na Fig. 6.10 verificando-se crescer a regularidade interanual do escoamento anual com a respectiva média, expressa em altura de água sobre a bacia.

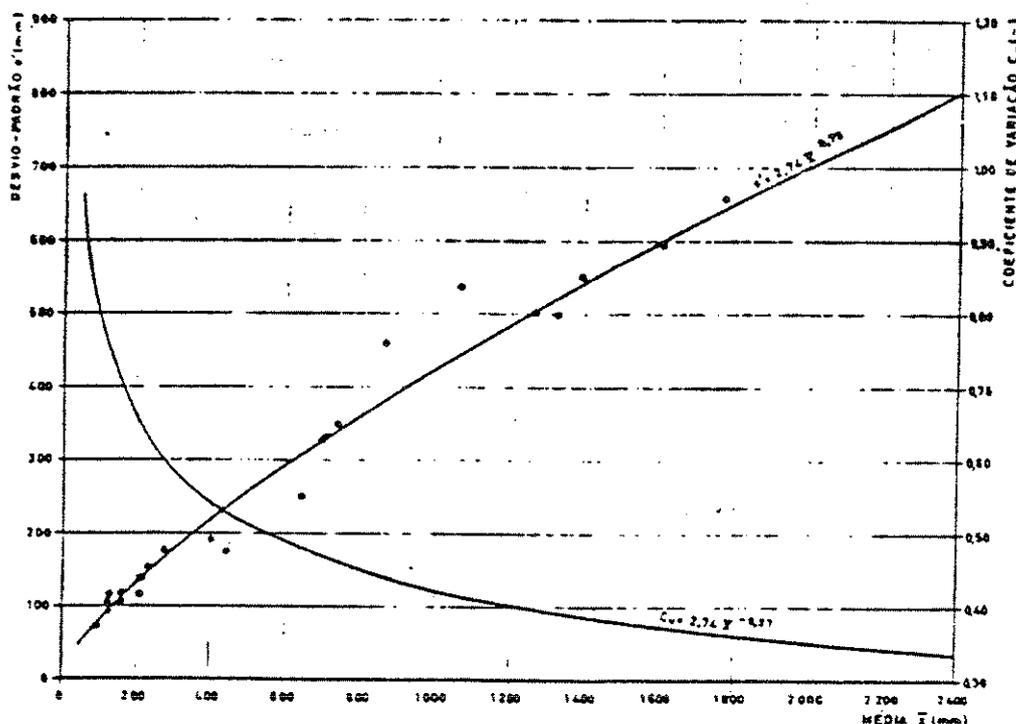


Fig. 6.10 - Desvio-padrão e coeficiente de variação do escoamento anual em função da respectiva média em rios portugueses (QUINTELA, 1967).

A forte correlação verificada entre as estimativas do desvio-padrão e da média do escoamento anual em rios portugueses sugere a possibilidade de estimar o escoamento anual com dada probabilidade, a partir da média. Segundo QUINTELA (1967), as estimativas do escoamento anual, nos rios de Portugal Continental, com probabilidade  $F(x)$  superior a 0,10 podem ser obtidas, indiferentemente pela lei III de Pearson-Foster com o coeficiente de assimetria de 0,70, ou pela lei normal truncada no

valor zero, parecendo preferível adoptar-se a última lei para probabilidades inferiores a 0,10.

A equação ( $s' = 2,74 \bar{x}^{0,73}$ ) permite obter, pela lei III de Pearson-Foster ( $C_a = 0,70$ ), a estimativa do escoamento anual de dada probabilidade a partir da estimativa  $\bar{x}$  da média. Com efeito, tem-se

$$x = \bar{x} + 2,74 \bar{x}^{0,73} K$$

onde K, para  $C_a = 0,70$ , depende somente do valor da probabilidade.

Na Fig. 6.11 representam-se as curvas que relacionam com a média as estimativas do escoamento anual de probabilidades 0,05 e 0,20, obtidas da forma indicada.

A obtenção da estimativa do escoamento anual de da probabilidade a partir da média  $\bar{x}$ , utilizando a equação anterior, deve reservar-se, porém, em virtude do que já se referiu, para probabilidades não inferiores a 0,10.

Pretendendo-se calcular, em função da média do escoamento anual, a estimativa do escoamento anual com uma probabilidade  $F(x)$  inferior a 0,10 recorre-se à correlação que, à semelhança da correlação entre o desvio-padrão e a média, tem lugar entre o escoamento anual com aquela probabilidade, obtido pela lei normal truncada e a média respectiva.

Adoptando uma equação de regressão curvilínea,  $x = a \bar{x}^b$ , do escoamento anual com probabilidade 0,05 sobre a média, a qual por transformação logarítmica se reduz a uma equação de regressão linear, QUINTELA obteve  $x = 0,00513 \bar{x}^{-1,594}$ .

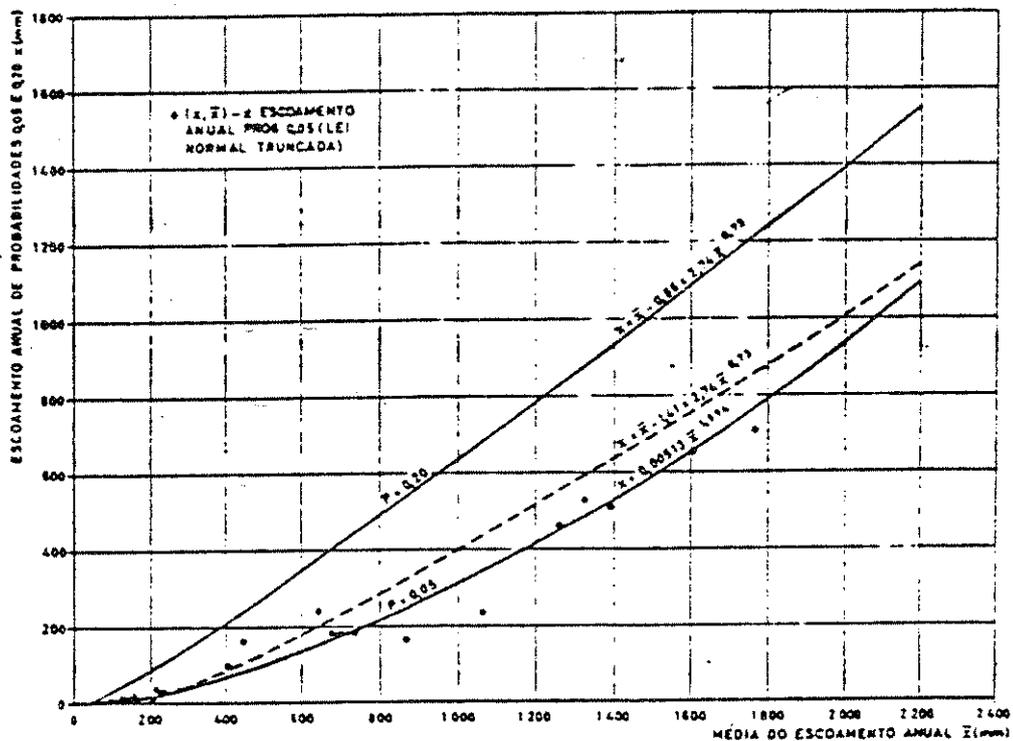


Fig. 6.11 - Escoamento anual de probabilidades 0,05 e 0,20 em função da média do escoamento anual em rios portugueses (QUINTELA, 1967)

A comparação das curvas de duração média anual do caudal médio diário em secções de diferentes cursos de água portugueses e a simultânea consideração das características das respectivas bacias permitem o traçado aproximado das correspondentes curvas, para secções de cursos de água em que se não disponha de observações do caudal.

A comparação daquelas curvas, em diferentes secções, é dificultada pela diferença dos volumes do escoamento anual médio nas referidas secções, que é, por sua vez, consequência da

diferença de áreas das respectivas bacias e da diferença dos valores daqueles volumes por unidade de área (valores do escoamento anual médio expresso em altura de água uniforme sobre a bacia).

Para possibilitar a comparação, recorre-se a curvas de duração do caudal médio diário, expresso em relação ao respectivo módulo (MANZANARES, 1952; CHOW, 1964). Assim, as ordenadas da curva de duração média anual do caudal médio diário, numa dada secção e num dado período, são os quocientes entre os valores do caudal médio diário e do módulo desse período.

Nas Fig. 6.12 e 6.13 estão representadas as curvas de duração média anual do caudal médio diário, expresso em relação ao módulo, para doze cursos de água de Portugal, indicando-se ainda naquela figura as respectivas estimativas do escoamento anual. Estas figuras mostram que a influência predominante no andamento das curvas de duração média anual é a da média do escoamento anual, expresso em altura, vindo logo a seguir a das formações geológicas das bacias.

Com efeito, quando as formações geológicas permitem a constituição de reservas subterrâneas, que se esgotam para o rio com certa lentidão nos períodos sem precipitação, a distribuição do caudal diário será mais regular que no caso contrário, em que o regime será mais torrencial, com a ocorrência de caudal muito escasso no curso de água, poucos dias após o fim da precipitação.

É devido às reservas de água subterrâneas que as curvas correspondentes ao rio Sado em Moinho da Gamitinha e à ribeira de Raia em Cabeção (escoamento anual médio de 97 e 129mm) se situam, para um caudal inferior ao módulo, acima ou muito próximo das curvas correspondentes às ribeiras de Odivelas e de

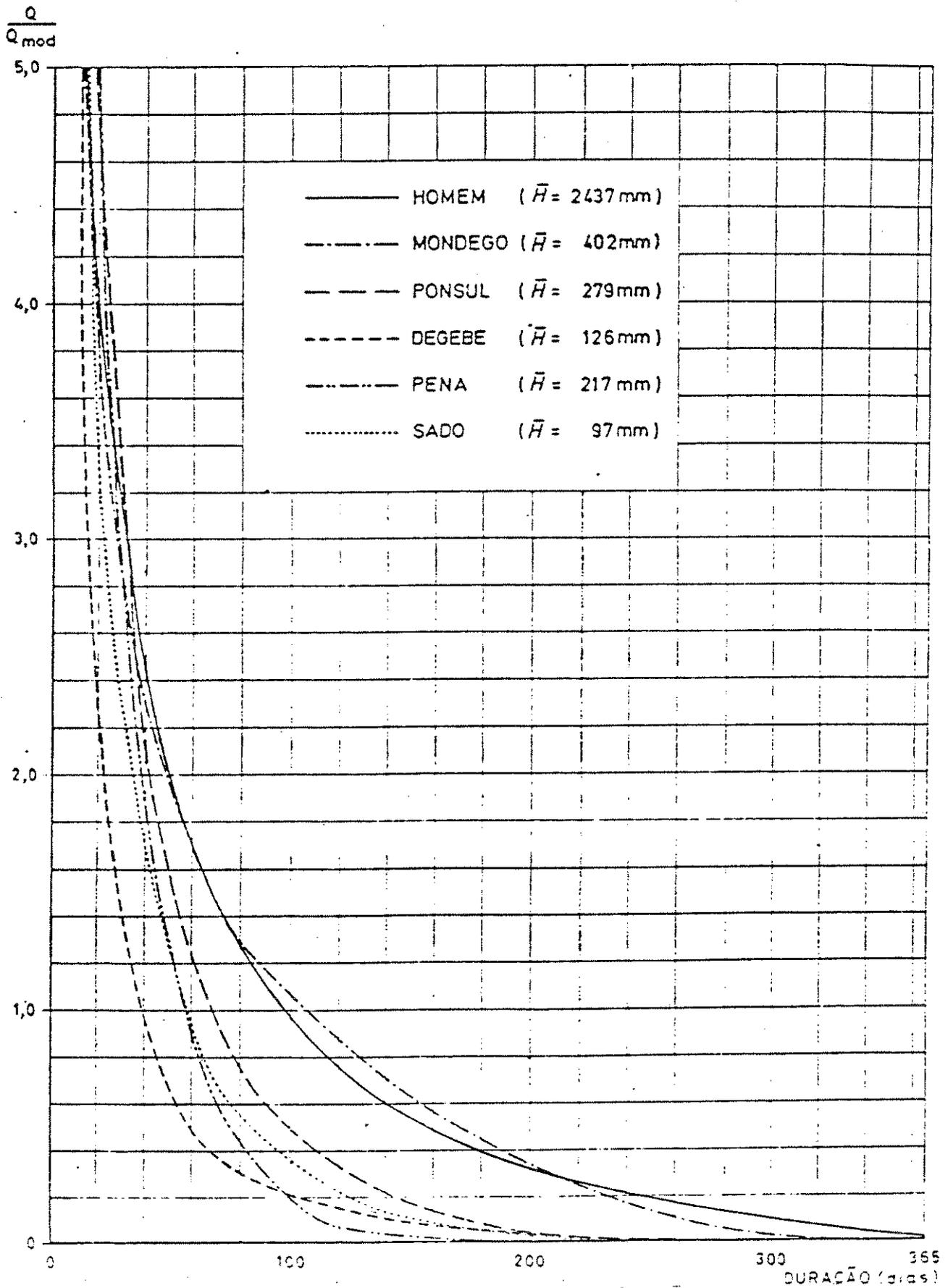


Fig. 6.12 - Curvas de duração média anual do caudal médio diários em rios portugueses.

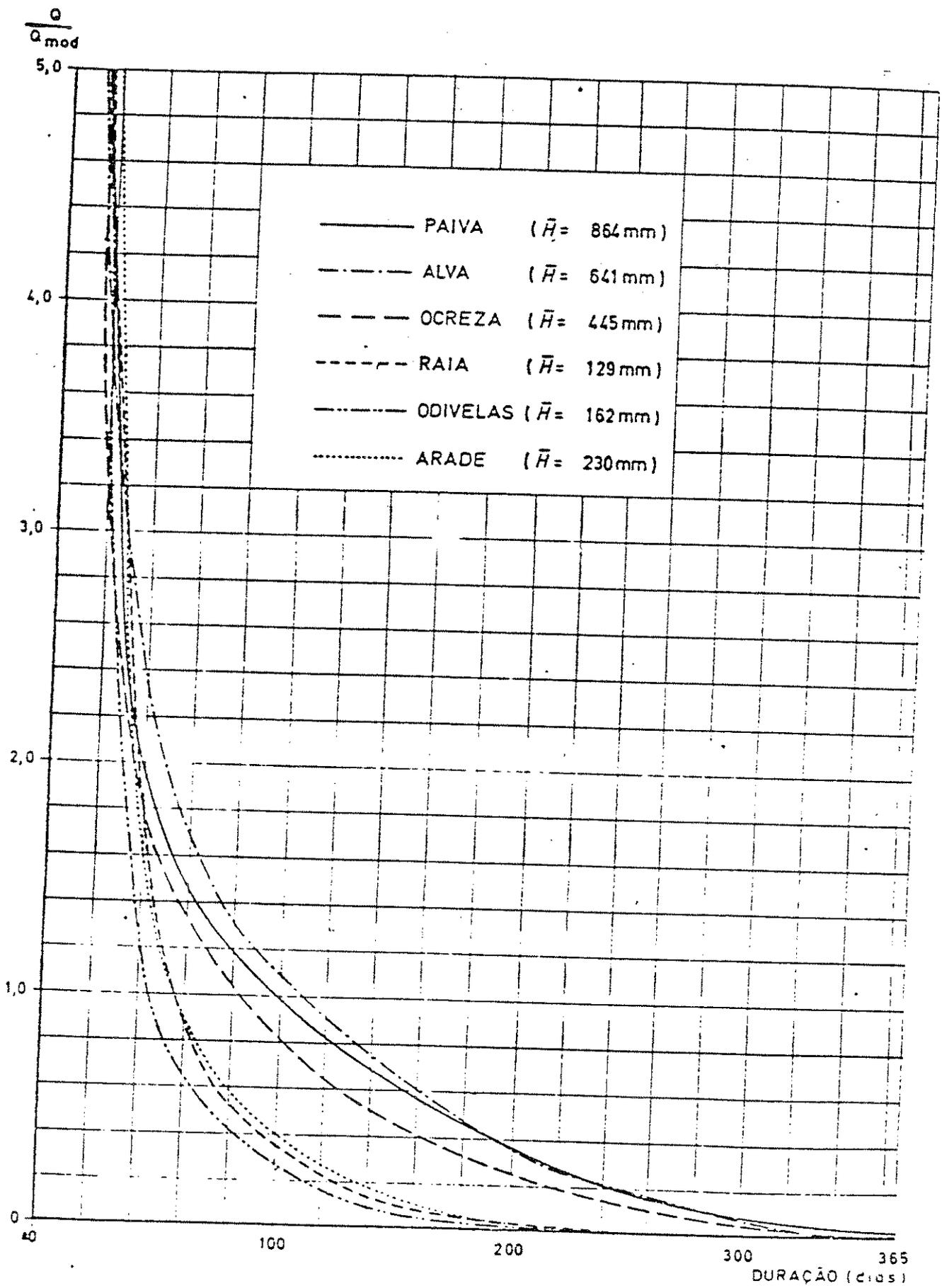


Fig. 6.17 - Curvas de duração média anual do caudal médio riário em rios portugueses.

Arade, que apresentam maior escoamento anual médio (162 e 230 mm).

No Quadro 3 apresentam-se os valores que tomam, nos casos mencionados, os parâmetros característicos das curvas de duração, definidos em 6.7.3. Verifica-se que as curvas de duração média anual do caudal médio diário traduzem uma regularidade tanto maior quanto maior é a média do escoamento anual expresso em altura de água sobre a bacia. Assim, o parâmetro definido pela relação entre o volume correspondente a caudais inferiores e iguais ao módulo e o escoamento médio anual é da ordem de 0,50 ou situa-se entre 0,30 e 0,20 consoante a altura média anual do escoamento é superior a 400 mm ou inferior a 200 mm.

### QUADRO 3

#### PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DAS CURVAS DE DURAÇÃO MÉDIA ANUAL DO CAUDAL MÉDIO DIÁRIO

Curso de água e secção	Escoamento anual médio (mm)	Duração do módulo (dias)	Relação entre caudal semi-permanente e mó- dulo ( - )	(*) Relação $\frac{a}{\alpha}$ ( - )
Homen em Covas	2437	97	0,38	0,50
Paiva em Castro Daire	864	96	0,44	0,51
Mondego em Ponte de Tábua	402	106	0,43	0,50
Alva em Ponte Mucela	641	109	0,45	0,52
Ponsul em Cabeço Monteiro	279	68	0,08	0,31
Ocreza em Almourão	445	81	0,30	0,44
Raia em Cabeção	129	55	0,05	0,24
Degebe em Amieira	126	39	0,06	0,22
Pena em Vale da Urça	217	58	0,00	0,24
Odivelas em Odivelas	162	44	0,03	0,27
Sado em Moinho da Gamitinha	97	58	0,06	0,28
Arade em Casa Queimada	230	55	0,05	0,28

(\*)  $\frac{a}{\alpha}$  é a relação entre o volume correspondente à área entre o eixo de abcissas e a curva de duração, limitada pelo módulo, e o escoamento.

A partir das Fig. 6.12 e 6.13 torna-se possível estabelecer, de forma aproximada, a curva de duração média anual do caudal médio diário num curso de água em Portugal Continental

em que se não disponha de observações do caudal, desde que se tenha avaliado o escoamento anual médio. Com efeito, as curvas de duração, correspondentes a cursos de água com escoamento em ano médio inferior a cerca de 250 mm, situam-se numa faixa relativamente estreita, tendo lugar a mesma observação relativamente aos cursos de água com escoamento em ano médio superior a cerca de 400 mm. O escoamento em ano médio, num curso de água, orientará o traçado de uma curva de duração dentro das referidas faixas. Para este traçado deverá ainda atender-se às características geológicas, adoptando-se uma curva mais regular quando se preveja a existência de reservas subterrâneas.

A variabilidade do escoamento anual, mensal ou diário em rios portugueses é tanto maior quanto menor é a média do escoamento anual expresso em altura de água sobre a bacia, como resulta da análise atrás efectuada, que, no aspecto de variabilidade do escoamento, se sintetisa no seguinte:

- O coeficiente de variação do escoamento anual cresce quando a média do escoamento anual diminui, de acordo com a expressão  $C_v = 2,74 \bar{x}^{-0,27}$ .

- A média do coeficiente de variação do escoamento mensal em vários anos (Quadro 2) é de 1,07 e 1,08 nos rios Paiva e Mondego (médias do escoamento anual elevadas: 768 e 391 mm) e de 1,59 e 1,51 nas ribeiras de Odivelas e Raia (médias do escoamento anual baixas: 153 e 142 mm).

- As curvas de duração média anual do caudal médio diário traduzem uma regularidade tanto maior quanto maior for a média do escoamento anual expresso em altura de água sobre a bacia.

## BIBLIOGRAFIA

- CHOW, V. T. (1964) - Handbook of Applied Hydrology. McGraw-Hill, New York.
- FERGUSON, H.L. e ZNAMENSKY, V.A. (1981). Methods of computation of the water balance of large lakes and reservoirs. Studies and reports in hydrology 31. UNESCO.
- LINSLEY, Ray et alia 1949 . Applied Hydrology. McGraw-Hill Book Co., New York.
- MANZANARES, A. Abecasis (1952) - Princípios orientadores do planeamento hidráulico. Mem. Ordem Eng., Vol.1, pp. 1-60. Lisboa.
- QUINTELA, A. (1967) Recursos de Águas Superficiais em Portugal Continental. Dis. doutoramento. Instituto Superior Técnico (Univ. Técnica de Lisboa).
- QUINTELA, A. (1974). Carta de escoamento. Atlas do ambiente. Comissão Nacional do Ambiente, Lisboa.
- QUINTELA, A. (1981). Hidráulica. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.
- TONINI, Dino (1958). Le risorche idrauliche per forza motrice della Jugoslavia. Energia Elettrica, Nº 1, pp. 104-116. Milano.
- URYVAEV, V. A. (1965a). Basic principles governing the design of a hydrological network. Symposium Design of Hydrological Networks (Québec), Internat. Assoc. Sci. Hydrology, Publ. nº 67, pp. 199-206, Gentbrugge.

WMO (WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION) 1981. Guide to Hydrological Practices. Geneva.

## CAPÍTULO 7

## 7 - EVAPORAÇÃO E EVAPOTRANSPIRAÇÃO

## 7.1 - CONCEITOS E FACTORES

A evaporação é o processo pelo qual a água passa do estado líquido para o estado de vapor. Para a passagem directa da água do estado sólido ao estado de vapor reserva-se normalmente a designação de sublimação.

A transpiração é o processo que permite a transferência do vapor de água das plantas para a atmosfera.

A evapotranspiração é o conjunto dos processos de evaporação e de transpiração. Inclui, portanto, a transpiração das plantas e a evaporação a partir de superfícies de água e de solos húmidos, da vegetação e de outros obstáculos que interceptam a água. Para alguns autores, a transpiração (e, portanto, a evapotranspiração) inclui a água subtraída ao meio para a constituição dos tecidos das plantas.

A passagem de água do estado líquido ao estado de vapor faz-se, nos fenómenos hidrológicos, com consumo de energia de origem solar.

As designações de evaporação e evapotranspiração são usadas para referir quer os processos de transferência de água para a atmosfera, quer as respectivas quantidades, que se exprimem em altura de água sobre a superfície (mm).

THORNTHWAITE (1944) introduziu o conceito de evapotranspiração potencial: quantidade de água que poderá passar para a atmosfera, directamente ou através das plantas, se a humidade existente no solo estiver sempre disponível em quantidade su-

ficiente.

A evapotranspiração, tal como foi definida por aquele autor, depende do tipo de cobertura vegetal e do seu grau de desenvolvimento: é uma grandeza ecoclimática (MAYER, 1955).

Para a evapotranspiração potencial se apresentar como grandeza climática, teria de ser definida em relação a uma superfície particular. PENMAN (1956) sugere que a definição original seja modificada para incluir a especificação de que a superfície do solo seja completamente coberta por relva ou, de um modo mais geral, por vegetação fresca, de cor verde e de altura sensivelmente uniforme; sustenta que, nestas condições, a evapotranspiração potencial é independente do tipo de cultura.

A evapotranspiração real representa a quantidade de água que efectivamente passa para a atmosfera sob a forma de vapor. Depende da evapotranspiração potencial (elemento climático), das características da cobertura vegetal e do solo e do aprovisionamento em água do solo, que representa a oportunidade para a evapotranspiração.

Como factores da evaporação a partir de superfícies de água citam-se os factores meteorológicos (radiação solar e radiação terrestre, temperaturas do ar e da superfície evaporante, velocidade do vento, défice de saturação do vapor de água à temperatura da superfície evaporante e pressão atmosférica) e os factores físicos (características geométricas do reservatório e da região circundante, substâncias contidas na água e plantas aquáticas).

A relação entre a evaporação adicionada da evapotranspiração num lago com plantas aquáticas e a evaporação de uma superfície livre em iguais condições climáticas varia entre

0,45 e 6,6, segundo resultados experimentais (FERGUSON e ZNAMENSKY, 1981). Julga-se que esta relação aumenta com a temperatura, com as dimensões e vigor das plantas e diminui quando a humidade do ar aumenta. Valores superiores a 1,0 são normalmente encontrados para as plantas flutuantes como a Eichhornia (Classipies (jacinto de água) e a Salvinia molesta.

Como factores da evaporação de solos nus aparecem, além dos factores climáticos referidos, o teor e a distribuição de humidade do solo e as suas características físicas e químicas.

Como factores da evapotranspiração surgem, além dos referidos para a evaporação dos solos nus, os factores relativos às plantas (possibilidade de absorção de água, geometria e densidade dos estomas e distribuição no terreno).

Para PENMAN (1948, 1949, 1956) a evapotranspiração potencial, para superfícies cobertas de relva (ou para as condições que precisou em 1956) pode obter-se afectando a evaporação de extensas superfícies de água de um factor estacional, inferior à unidade e variável com a insolação astronómica, de que vai depender a transpiração das plantas, por os estomas fecharem total ou parcialmente durante a noite.

Segundo PENMAN, o referido factor toma os valores seguintes no Sul de Inglaterra:

- nos meses de Novembro a Fevereiro, 0,60,
- em Março, Abril, Setembro e Outubro, 0,70,
- nos meses de Maio a Agosto, 0,80,
- para a totalidade do ano, 0,75,

e junto do Equador é igual a 0,75 em todos os meses.

A evapotranspiração potencial para outros tipos de cobertura vegetal depende do respectivo albedo, da estação, do

clima e da área, MOLEN (1971) apresentou valores do factor  $f$  (quociente entre a evapotranspiração potencial,  $E_p$ , em diferentes condições e a evaporação de superfície de água,  $E$ ) que se reproduzem no Quadro 7.1 e podem ser tomados como primeira aproximação.

QUADRO 7.1

COEFICIENTE  $f = E_p/E$   
(Segundo MOLEN, 1971)

Cultura	Clima húmido			Clima árido ou semi-árido		
	Temperado		Tropical	Grandes áreas		Pequenas áreas (menos de 1 ha)
	Inverno	Verão		Inverno	Verão	
Molhada após precipitação ou aspersão	0,9	1,0	1,0	1,0	1,2	1,5
Erva curta	0,7	0,8	0,8	0,8	1,0	1,2
Vegetação alta (Trigo, cana sacarina)	0,8	1,0	1,0	1,0	1,2	1,5
Arroz	1,0	1,0	1,2	1,0	1,3	1,6

A deficiência de água no solo em relação à capacidade de campo afecta a intensidade de evapotranspiração real: esta diminui com o aumento daquela deficiência. A intensidade da evapotranspiração real pode obter-se da intensidade da evapotranspiração potencial afectando-a de um factor que, segundo alguns autores (in KIJNE, 1974), varia linearmente com o teor de água no solo, entre a unidade e zero, respectivamente para a capacidade de campo e para o coeficiente de emurchecimento.

As estimativas da evapotranspiração, intervindo em problemas de balanço hidrológico, são indispensáveis para a previ-

são das necessidades de água em projectos de rega. Estimativas das perdas por evaporação em albufeiras são necessárias para a definição da sua capacidade e previsão da sua exploração.

A evaporação e a evapotranspiração podem ser avaliadas por processos indirectos (processos de balanço energético e processos aerodinâmicos, de que não se tratará nesta obra), por observações com evaporímetros e evatranspirómetros e por aplicação das fórmulas empíricas.

As fórmulas empíricas disponíveis para avaliar a evaporação em períodos curtos restringem-se a lagos pouco profundos (com pequena capacidade de armazenamento de energia calorífica). A evaporação nestas condições designa-se por evaporação livre de superfícies de água (WMO, 1974; KOHLER, 1957).

Para lagos profundos seria necessário corrigir a evaporação livre de água para ter em conta, numa base semanal ou mensal, a variação do armazenamento da energia calorífica (para o que seria necessário medir a temperatura da água do lago em vários perfis) e a diferença entre energia afluente e efluente (KOHLER, 1957; WMO, 1974).

## 7.2 - DETERMINAÇÃO DA EVAPORAÇÃO COM EVAPORÍMETROS

A avaliação da evaporação em lagos (existentes ou a criar) pode ser feita por meio da observação da evaporação em evaporímetros de tina ou de tanque (tinas evaporimétricas ou tanques evaporimétricos) devendo o valor medido ser afectado do coeficiente da tina ou do tanque,  $C$ . Este coeficiente define-se como a relação entre a evaporação no lago,  $E$ , e a evaporação na tina ou no tanque,  $E_t$

$$C = E/E_t$$

O recurso a um coeficiente idêntico, definido para os evaporímetros de superfície porosa embebida em água (atmômetros), instalados em abrigos, não se tem revelado adequado para aquela avaliação, devido à variabilidade que o coeficiente apresenta.

O tipo de atmômetro mais usado é o evaporímetro Piche - Fig. 7.1. De acordo com os valores apresentados por QUINTELA (1967), em Portugal, a relação entre valores médios anuais da evaporação medida num mesmo local, em evaporímetros Piche e em tinas da classe A do U.S. Weather Bureau (que se descrevem a seguir), varia entre cerca de 0,80 e 1,20.

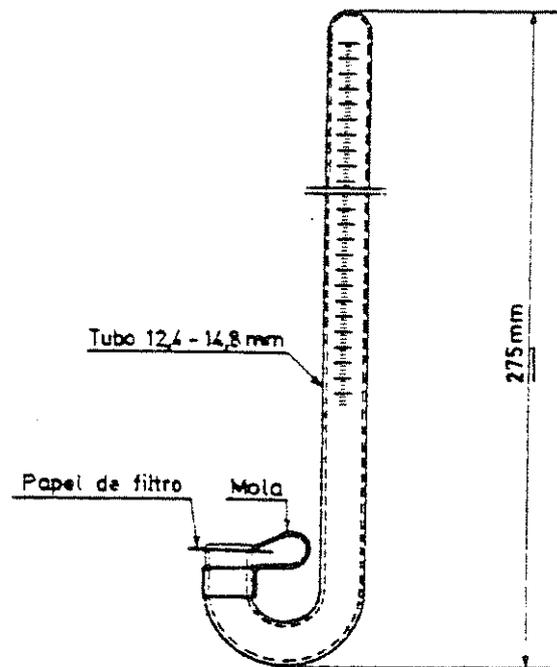


Fig. 7.1 - Evaporímetro Piche

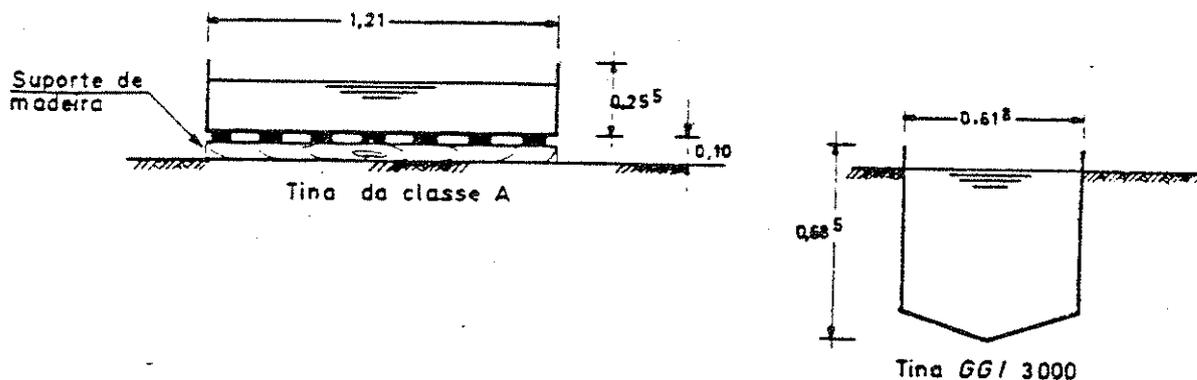


Fig. 7.2 - Dimensões e condições de instalação das tinas evaporimétricas da classe A e GGI 3000.

Os factores que podem influenciar o coeficiente de um evaporímetro de tina (ou de tanque) são:

- o efeito de oásis que consiste na influência do transporte horizontal de energia calorífica por massas de ar provenientes da zona circundante;
- a radiação sobre as paredes e as trocas de calor entre o meio exterior e a tina (água e paredes);
- o efeito do bordo da tina na velocidade e turbulência do vento.

Estes factores para um mesmo tipo de tina variam com as condições climáticas.

O local para a instalação de evaporímetros de tina deverá ser horizontal e livre de obstáculos pelo menos numa distância de quatro vezes a altura do obstáculo sobre a tina. Em caso nenhum, a tina deve ser colocada sobre laje de betão,

camada de asfalto, rocha ou sobre um pedestal. Para que uma tina evaporimétrica instalada junto de um lago possa servir como índice de evaporação do lago, a sua localização deve evitar o efeito circundante daquele instalando-se na margem de onde sopram os ventos dominantes (WMO, 1974).

As tinas evaporimétricas podem ser colocadas acima do solo, enterradas ou flutuantes.

As tinas colocadas acima do solo são muito afetadas pela radiação sobre as paredes e pelas trocas de calor com o meio exterior.

As tinas enterradas recolhem mais detritos, as fugas não são detectadas e as trocas de calor entre as paredes da tina e o solo dependem das características e da humidade do solo.

As tinas flutuantes são de difícil exploração pela acção das vagas e das ondas que inutilizam frequentemente as observações, não existindo muitas instalações deste tipo.

Merecem especial referência as tinas americanas da classe A (U.S. Weather Bureau), a tina soviética de 3000 cm<sup>2</sup> (tina GGI-3000) e os tanques soviéticos de 20 m<sup>2</sup>.

A tina da classe A assenta sobre uma grade de madeira colocada sobre o solo; é construída de chapa de aço galvanizada e tem forma cilíndrica, de 1,219 m (4 pés) de diâmetro e 0,254 m (10 polegadas) de altura - Fig. 7.2 .

A tina GGI-3000 é do tipo enterrado, de forma cilíndrico-cônica com a área de 3000 cm<sup>2</sup> à superfície e uma altura da parte cilíndrica de 0,60 m.

O tanque soviético de 20 m<sup>2</sup> é do tipo enterrado, cilíndrico, com uma área à superfície de 20 m<sup>2</sup> e uma profundidade de 2,00 m.

Ainda com emprego vulgarizado, contam-se as tinas enterradas dos seguintes tipos:

- tina BPI (Bureau of Plant Industry), cilíndrica de 1,829 m (6 pés) de diâmetro e 0,610 m (2 pés) de profundidade, utilizada nos Estados Unidos da América;
- tina Symons, com as dimensões da tina BPI, utilizada na União Sul Africana;
- tina Colorado, de secção quadrada de 0,914 m (93 pés) de lado e 0,457 m (18 polegadas) de profundidade, utilizada nos Estados Unidos da América.

A tina flutuante, usada pelo U.S. Geological Survey, é de secção quadrada de 0,914 m (3 pés) de lado e 0,457 m (18 polegadas) de profundidade.

O coeficiente de uma tina evaporimétrica é, em geral, referido a uma base anual. O seu valor varia com o clima, sendo maior em zonas húmidas e menor em zonas áridas.

O valor médio do coeficiente anual de uma tina GGI-3000 é de 0,80.

Segundo KOHLER (1957), o coeficiente anual de uma tina BPI varia entre cerca de 0,90 e 0,95 e o da tina Colorado entre 0,80 e 0,95.

O coeficiente anual de uma tina flutuante aproxima-se da unidade.

A variação sazonal do coeficiente de uma tina evaporimétrica é, em geral, suficientemente grande para impedir a adopção do valor anual para avaliar a evaporação mensal. A evaporação de um lago, mensal ou diária,  $E$ , pode ser avaliada a partir da evaporação medida na tina,  $E_t$ , por meio da fórmula

$$E = K \frac{e_s^* - e_z}{e_t^* - e_z}$$

em que  $\bar{e}$ :

$K$  = coeficiente que depende essencialmente do tipo da tina;

$e_s^*$  = tensão de saturação do vapor de água para a temperatura da superfície do lago;

$e_t^*$  = tensão de saturação do vapor de água para a temperatura da água da tina;

$e_z$  = tensão do vapor de água à altura  $z$  sobre o lago.

Para uma tina da classe A e  $z = 4$  m, foi obtido, segundo WEBB em 1966 (in SOKOLOV e CHAPMAN, 1974 e in FERGUSON e ZNAMENSKY, 1981), o valor  $K = 1,50$  para o cálculo da evaporação mensal, sendo usados valores médios mensais de  $e_s^*$ ,  $e_t^*$  e  $e_z$ .

Para tinas GGI-3000 instaladas a flutuar, foi obtido o valor  $K = 0,88$  com  $z = 2$  m e sendo calculados os valores médios mensais de  $e_s^*$  e  $e_t^*$  com os valores máximos diários das temperaturas.

KOHLER em 1957 (WMO, 1974) apresentou gráficos que permitem a transformação da evaporação medida na tina em evaporação de um lago pouco profundo (evaporação livre). A transformação é feita numa base diária utilizando valores das temperaturas do ar e da água da tina, da velocidade do vento e da altitude; pode também fazer-se, porém, sem erro apreciável, numa base mensal.

Convém salientar o fraco rigor (ou até a ausência de rigor) das medidas da evaporação em tinas nos dias de elevada precipitação. Com efeito, a medição da evaporação é feita por balanço volumétrico da água da tina, considerando a precipitação que a atingiu e que é avaliada num udômetro próximo. Em dias de elevada precipitação, a diferença entre a medida de precipitação no udômetro e a precipitação que realmente

te atingiu a tina pode exceder a evaporação, obtendo-se, assim, valores negativos da evaporação medida.

Os resultados de observação da evaporação numa tina evaporimétrica poderão ser falseados, se nela beberem animais. Deve, no entanto, atender-se a que as redes de vedação influenciam a evaporação, tendo sido avaliada no Quênia uma diminuição desta de 14%, na presença de vedações de rede metálica (WMO, 1966).

### 7.3 - DETERMINAÇÃO DA EVAPOTRANSPIRAÇÃO COM EVAPOTRANSPIRÔMETROS

Os evapotranspirômetros são recipientes contendo solo em que a perda de água por evapotranspiração é medida pela diferença entre a quantidade de água que atinge o evapotranspirômetro e a que o abandona, na fase líquida, pelo fundo e por escoamento à superfície.

Indicam-se os pontos principais em que podem diferir os evapotranspirômetros (TURC, 1965):

- Dimensões. Na maior parte dos casos a área em planta varia entre 1 e 4 m<sup>2</sup> e a altura entre 0,50 e 3 m. As dimensões devem ser tais que o efeito das paredes e do fundo não perturbem o movimento da água no solo. É recomendável que a área não seja inferior a 1 m<sup>2</sup> (TURC, 1954/55) ou a 2 m<sup>2</sup> (ROCHE et alia, 1965)
- Drenagem da água de percolação. A drenagem da água de percolação pode fazer-se livremente ou o evapotranspirômetro pode ter um manto de água

comandado por sistemas vários.

- Cobertura vegetal. O solo pode ser nu ou coberto de vegetação de diferentes tipos.
- Armazenamento de humidade. Certos evapotranspirômetros são dotados de sistema de pesagem para determinação, por diferença de peso entre pesagens sucessivas, da variação de água retida no solo do evapotranspirômetro, o que permite medir a evapotranspiração em intervalos de tempo curtos.
- Finalidade. A finalidade da instalação de evapotranspirômetros pode ser a determinação da evapotranspiração potencial ou da evapotranspiração em determinadas condições. No primeiro caso, os evapotranspirômetros são cobertos de relva e faz-se adição de água. No segundo caso, a cobertura vegetal poderá ser de tipos diversos ou não existir, e poderá ou não proceder-se a adição de água.

Para a realização de balanço hidrológico com vista à comparação com o balanço de bacias hidrográficas, evapotranspirômetros (sem adição de água) poderão ser dotados de dispositivos para recolha e medição da água de escoamento superficial.

Não estão normalizados, como seria desejável (ROCHE et alia, 1965) nem os evapotranspirômetros para determinação da evapotranspiração potencial, nem as regras para a sua exploração (dimensões, cobertura vegetal, existência ou não

de manto de água, métodos e frequência da adição de água, condições do terreno circundante).

O transporte lateral de energia calorífica (efeito de oásis) implica que a evapotranspiração potencial, medida no evapotranspirômetro, possa exceder a que corresponderia a uma extensa área. Este efeito é particularmente importante nas regiões secas.

BOUCHET (in TURC, 1965), citando experiências realizadas na Austrália, refere que a evapotranspiração potencial medida em relação a uma extensa área foi de cerca de 0,6 vezes a evapotranspiração potencial medida num evapotranspirômetro.

Para medição da evapotranspiração potencial, o evapotranspirômetro deve ser instalado no centro de um parque com cobertura vegetal e com alimentação em água idênticas às do evapotranspirômetro.

#### 7.4 - FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA AVALIAR A EVAPORAÇÃO E A EVAPOTRANSPIRAÇÃO POTENCIAL

PENMAN (1948) propôs uma fórmula semi-empírica para avaliar a evaporação de superfícies de água, a qual resulta da combinação da equação que traduz o balanço energético com uma equação do tipo aerodinâmico.

A fórmula de Penman que permite avaliar a evaporação  $E$  de superfícies de água (milímetro por dia) traduz-se por

$$E = \frac{\Delta E_m + \gamma E_a}{\Delta + \gamma}$$

em que é:

$E_m$  - evaporação equivalente à energia disponível

para a evaporação (mm por dia);

$E_a$  - função da velocidade do vento  $V$  e do dēfice de saturação ( $e_a^* - e_a$ ) do vapor de água à temperatura do ar (mm por dia):

$$E_a = (a + b V) (e_a^* - e_a)$$

sendo  $e_a^*$  e  $e_a$  a tensão de saturação e tensão actual do vapor de água à temperatura do ar  $T_a$ ;

$\Delta$  - tangente trigonométrica da curva da tensão de saturação do vapor de água em função da temperatura, para a temperatura do ar  $T_a$  (mm de Hg  $^{\circ}\text{C}^{-1}$ );

$\gamma$  - constante psicométrica ( $\gamma = 0,485 \text{ mm Hg } ^{\circ}\text{C}^{-1}$ );

A evaporação equivalente à energia disponível  $R$  ( $\text{cal cm}^{-2} \text{ min}^{-1}$ ) é dada por

$$E_m = \frac{24 \times 60 \times R}{L}$$

onde  $L$  é o calor latente de evaporação de  $0,1 \text{ cm}^3$  de água (~~44~~ 59 cal) e  $R$  pode ser calculado a partir da expressão

$$R = R_c (1 - r) - \sigma T_a^4 (0,56 - 0,09 \sqrt{e_a}) (0,10 + 0,90 \frac{n}{N})$$

em que é:

$R_c$  = radiação global ( $\text{cal cm}^{-2} \text{ min}^{-1}$ );

$r$  = coeficiente de reflexão (para a água  $r = 0,05$ )

$\sigma$  = constante de Stefan-Boltzmann ( $\sigma = 0,8132 \times 10^{-10} \text{ cal cm}^{-2} \text{ min}^{-1} \text{ } ^{\circ}\text{K}^{-4}$ );

$T_a$  = temperatura absoluta do ar ( $^{\circ}\text{K}$ );

$e_a$  = tensão do vapor de água do ar (mm de Hg);  
 $n$  = número de horas de sol descoberto;  
 $N$  = insolação astronômica.

Quando não se disponha de observação directa da radiação global, a sua estimativa pode obter-se da insolação ( $n/N$ ) por meio da equação de regressão estabelecida com base em observações noutros locais (equação de Angström)

$$R_c = -(\alpha + \beta \frac{n}{N}) R_A$$

em que  $R_A$  é a radiação extraterrestre ( $\text{cal cm}^{-2} \text{ min}^{-1}$ ) tabelada em função da latitude (Quadro 7.2).

PENMAN em Rothamsted determinou para  $R_c$

$$R_c = (0,18 + 0,55 \frac{n}{N}) R_A$$

e para  $E_a$  (mm por dia)

$$E_a = 0,35 (e_a^* - e_a) (1 + \frac{V}{100})$$

em que  $e_a^*$  e  $e_a$  têm os significados já indicados (mm de Hg) e  $V$  é a velocidade do vento medida a 2,00 m do solo e expressa em milhas por dias.

Para a aplicação da fórmula de Penman são necessárias observações de:

- radiação global (ou da insolação que permite estimar a radiação global por meio da equação de Angström),
- temperatura e humidade do ar,
- velocidade do vento.

QUINTELA (1967) apresentou, com base na análise de regressão, equações para avaliar a radiação global a partir da insolação em quatro estações meteorológicas portuguesas:

- Porto (Serra do Pilar)

$$R_c/R_A = 0,18 + 0,66 n/N$$

- Coimbra

$$R_c/R_A = 0,27 + 0,55 n/N$$

- Lisboa

$$R_c/R_A = 0,20 + 0,60 n/N$$

- Faro

$$R_c/R_A = 0,10 + 0,80 n/N$$

PRIESTLY e TAYLOR (1972) propuseram a seguinte fórmula para avaliar a evaporação de superfícies de água

$$E = \alpha \frac{\Delta E_m}{\Delta \gamma}$$

a qual resulta da fórmula de Penman desde que se considere que o seu segundo termo é igual ao primeiro multiplicado por uma constante. O valor de  $\alpha$  sugerido pelos autores é de 1,26.

A evapotranspiração potencial pode ser obtida da evaporação calculada pela fórmula de Penman pela multiplicação por um coeficiente.

Como fórmulas para avaliar a evapotranspiração potencial, apresentam-se a seguir a de THORNTHWAITE e a de TURC.

A fórmula de THORNTHWAITE (1948) é uma das mais divulgadas para avaliar a evapotranspiração potencial com vista à classificação climática e à determinação de dotações de rega.

Esta fórmula fornece a evapotranspiração potencial mensal a partir de dois índices: índice térmico mensal (i) e índice térmico anual (I)

$$i = \left(\frac{t}{5}\right)^{1,514} \quad I = \sum_{1}^{12} i$$

em que  $t$  é a temperatura média mensal ( $^{\circ}\text{C}$ ).

A evapotranspiração potencial, em cm, para um mês de trinta dias, cada um deste com a insolação astronômica de 12 h, é calculada por

$$E = 1,6 \left(10 \frac{t}{I}\right)^a$$

em que

$$a = 675 \times 10^{-9} I^3 - 77,1 \times 10^{-6} I^2 + 17,92 \times 10^{-3} I + 492,39 \times 10^{-3}$$

A evapotranspiração potencial de um dado mês obtém-se aplicando um factor correctivo ao valor anterior, dependendo desse factor da latitude do local e do número de dias do mês. (Quadro 7.3).

TURC, em 1961 (TURC et alia, 1963), estabeleceu uma fórmula para o cálculo da evapotranspiração potencial mensal

$$E = 0,40 \frac{t}{t + 15} (R_c + 50)$$

em que é:

- $E$  = evapotranspiração potencial mensal (mm),
- $t$  = temperatura média mensal do ar ( $^{\circ}\text{C}$ ),
- $R_c$  = radiação global média diária durante o mês (cal  $\text{cm}^{-2}$  por dia).

Para o mês de Fevereiro, o valor de 0,40 do coeficiente deve ser substituído por 0,37.

Se a humidade relativa do ar tiver durante o mês

QUADRO 7.2

TABELA DA RADIAÇÃO EXTRATERRESTRE,  $R_A$   
(cal cm<sup>-2</sup> por dia)

Lat. (°)	Mês											
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
60 N	85	210	405	650	865	970	925	750	510	280	120	55
50	215	355	540	745	905	980	950	820	625	425	260	185
40	365	495	655	815	935	985	965	870	720	550	400	325
30	505	620	750	870	950	975	960	905	800	665	545	675
20	640	730	825	895	930	935	930	910	855	760	665	615
10 N	760	829	875	895	890	875	880	890	880	849	780	740
0	860	890	895	870	825	795	805	840	880	890	860	845
10 S	935	930	895	829	730	695	710	770	850	910	930	930
20	990	945	860	745	635	575	595	680	800	900	965	965
30	1020	930	800	645	515	445	470	575	725	870	985	1035
40	1020	895	720	530	380	305	330	450	625	810	970	1050
50	1005	835	620	400	245	170	195	315	510	735	940	1045
60 S	975	755	495	260	110	55	75	180	380	640	890	1030

QUADRO 7.3

TABELA DA INSOLAÇÃO ASTRONÔMICA DIÁRIA EXPRESSA EM UNIDADES DE 12 h DE UM MÊS COM 30 DIAS

latitude	Mês												
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
0 <sub>N</sub>													
0	1,04	0,94	1,04	1,01	1,04	1,01	1,04	1,04	1,01	1,04	1,01	1,04	
5	1,02	0,93	1,03	1,02	1,06	1,03	1,06	1,05	1,01	1,03	0,99	1,02	
10	1,00	0,91	1,03	1,03	1,08	1,06	1,08	1,07	1,02	1,02	0,98	0,99	
15	0,97	0,91	1,03	1,04	1,11	1,08	1,12	1,08	1,02	1,01	0,95	0,97	
20	0,95	0,90	1,03	1,05	1,13	1,11	1,14	1,11	1,02	1,00	0,93	0,94	
25	0,93	0,89	1,03	1,06	1,15	1,14	1,17	1,12	1,02	0,99	0,91	0,91	
26	0,92	0,88	1,03	1,06	1,15	1,15	1,17	1,12	1,02	0,99	0,91	0,91	
27	0,92	0,88	1,03	1,07	1,16	1,15	1,17	1,12	1,02	0,99	0,91	0,91	
28	0,91	0,88	1,03	1,07	1,16	1,16	1,18	1,13	1,02	0,99	0,90	0,90	
29	0,91	0,87	1,03	1,07	1,16	1,16	1,18	1,13	1,02	0,98	0,90	0,90	
30	0,90	0,87	1,03	1,08	1,18	1,17	1,20	1,13	1,03	0,98	0,90	0,89	
31	0,90	0,87	1,03	1,08	1,18	1,18	1,20	1,14	1,03	0,98	0,89	0,88	
32	0,89	0,86	1,03	1,08	1,19	1,19	1,21	1,15	1,03	0,98	0,88	0,87	
33	0,88	0,86	1,03	1,09	1,19	1,20	1,22	1,15	1,03	0,97	0,88	0,86	
34	0,88	0,85	1,03	1,09	1,20	1,20	1,22	1,16	1,03	0,97	0,87	0,86	
35	0,87	0,85	1,03	1,09	1,21	1,21	1,23	1,16	1,03	0,97	0,86	0,85	
36	0,87	0,85	1,03	1,10	1,21	1,22	1,24	1,16	1,03	0,96	0,86	0,84	
37	0,86	0,84	1,03	1,10	1,22	1,23	1,25	1,17	1,03	0,97	0,85	0,83	
38	0,85	0,84	1,03	1,10	1,23	1,24	1,25	1,17	1,04	0,96	0,84	0,83	
39	0,85	0,84	1,03	1,11	1,23	1,24	1,26	1,18	1,04	0,96	0,84	0,82	
40	0,84	0,83	1,03	1,11	1,24	1,25	1,27	1,18	1,04	0,96	0,83	0,81	
41	0,83	0,83	1,03	1,11	1,25	1,26	1,27	1,19	1,04	0,96	0,82	0,80	
42	0,82	0,83	1,03	1,12	1,26	1,27	1,28	1,19	1,04	0,95	0,82	0,79	
43	0,81	0,82	1,02	1,12	1,26	1,28	1,29	1,20	1,04	0,95	0,81	0,77	
44	0,81	0,82	1,02	1,13	1,27	1,29	1,30	1,20	1,04	0,95	0,80	0,76	
45	0,80	0,81	1,02	1,13	1,28	1,29	1,31	1,21	1,04	0,94	0,79	0,75	
46	0,79	0,81	1,02	1,13	1,29	1,31	1,32	1,22	1,04	0,94	0,79	0,74	
47	0,77	0,80	1,02	1,14	1,30	1,32	1,33	1,22	1,04	0,93	0,78	0,73	
48	0,76	0,80	1,02	1,14	1,31	1,33	1,34	1,23	0,05	0,93	0,77	0,72	
49	0,75	0,79	1,02	1,14	1,32	1,34	1,35	1,24	1,05	0,93	0,76	0,71	
50	0,74	0,78	1,02	1,15	1,33	1,36	1,37	1,25	1,06	0,92	0,76	0,70	
0 <sub>S</sub>													
5	1,06	0,95	1,04	1,00	1,02	0,99	1,02	1,03	1,00	1,05	1,03	1,06	
10	1,08	0,97	1,05	0,99	1,01	0,96	1,00	1,01	1,00	1,06	1,05	1,10	
15	1,12	0,98	1,05	0,98	0,98	0,94	0,97	1,00	1,00	1,07	1,07	1,12	
20	1,14	1,00	1,05	0,97	0,96	0,91	0,95	0,99	1,00	1,08	1,09	1,15	
25	1,17	1,01	1,05	0,96	0,94	0,88	0,93	0,98	1,00	1,10	1,11	1,18	
30	1,20	1,03	1,06	0,95	0,92	0,85	0,90	0,96	1,00	1,12	1,14	1,21	
35	1,23	1,04	1,06	0,94	0,89	0,82	0,87	0,94	1,00	1,13	1,17	1,25	
40	1,27	1,06	1,07	0,93	0,86	0,78	0,84	0,92	1,00	1,15	1,20	1,29	
42	1,28	1,07	1,07	0,92	0,85	0,76	0,82	0,92	1,00	1,16	1,22	1,31	
44	1,30	1,08	1,07	0,92	0,83	0,74	0,81	0,91	0,99	1,17	1,23	1,33	
46	1,32	1,10	1,07	0,91	0,82	0,72	0,79	0,90	0,99	1,17	1,25	1,35	
48	1,34	1,11	1,08	0,90	0,80	0,70	0,76	0,89	0,99	1,18	1,27	1,37	
50	1,37	1,12	1,08	0,89	0,77	0,67	0,74	0,88	0,99	1,19	1,29	1,41	

um valor médio inferior a 50%, o valor da evapotranspiração potencial fornecido pela fórmula anterior deve ser corrigido do factor

$$1 + \frac{50 - h_r}{70}$$

em que  $h_r$  é o valor médio mensal da humidade relativa do ar (%).

Desde que  $h_r$  seja superior a 50%, pode utilizar-se a fórmula anterior para o cálculo da evapotranspiração potencial em decêndios, substituindo o coeficiente 0,40 por 0,13.

A fórmula foi estabelecida tendo em conta experiências realizadas em diferentes países sujeitos a climas muito variados (Dinamarca, Marrocos, Iraque, Congo e Ceilão).

Como se referiu anteriormente, a radiação global, que só é observada num escasso número de rotações meteorológicas, pode ser estimada a partir da insolação medida e da radiação extraterrestre (Quadro 7.2).

Em Portugal a avaliação da evapotranspiração potencial pelas fórmulas de Thornthwaite e de Turc conduz a valores médios anuais que se aproximam dos da evaporação observada em tinas de classe A, desde que estes fossem afectados dos factores 0,5 e 0,7 respectivamente. Assim, a fórmula de Thornthwaite parece conduzir a estimativas bastante por defeito da evapotranspiração potencial em Portugal, enquanto a de Turc a estimativas ligeiramente por excesso.

Em relação à fórmula de Thornthwaite, este facto é confirmado pelos resultados da aplicação do balanço hidrológico, numa base mensal, a bacias hidrográficas em que se dispõe de observações do caudal (QUINTELA, 1967): calcularam-se, assim, valores do escoamento anual que excedem entre 25 e 100% os valores

observados. O balanço hidrológico foi conduzido nas seguintes hipóteses:

- armazenamento de água solo igual a 100 mm;
- evapotranspiração real à taxa potencial enquanto existisse água no solo e evapotranspiração potencial calculada pela fórmula de Thornthwaite
- não produção de escoamento enquanto não estivesse preenchido o armazenamento de água do solo.

#### 7.5 - CARTAS DE ISOLINHAS

A avaliação da evaporação de superfícies de água, da evapotranspiração potencial ou da evapotranspiração real pode ser realizada pelo recurso a cartas das respectivas isolinhas.

As cartas de isolinhas da evaporação ou da evapotranspiração potencial podem ser elaboradas com base em cartas de isolinhas de elementos climáticos e utilizando fórmulas empíricas.

A carta de isolinhas de evapotranspiração real anual (ou dēfice de escoamento) pode ser obtida com base em relações médias entre o escoamento anual, a precipitação anual, ou outras grandezas climáticas e características fisiográficas, em conformidade com o que se refere em 9.4. Na Fig. 7.3 apresenta-se a carta obtida por esta via para Portugal por QUINTELA (1967).

É frequente com apresentação de cartas de isolinhas da evapotranspiração real calculado com base no balanço hidrológico, conduzido como se referiu em 9.7.3. Ao ter presente uma carta de isolinhas da evapotranspiração real importa conhecer a via utilizada para a sua obtenção.

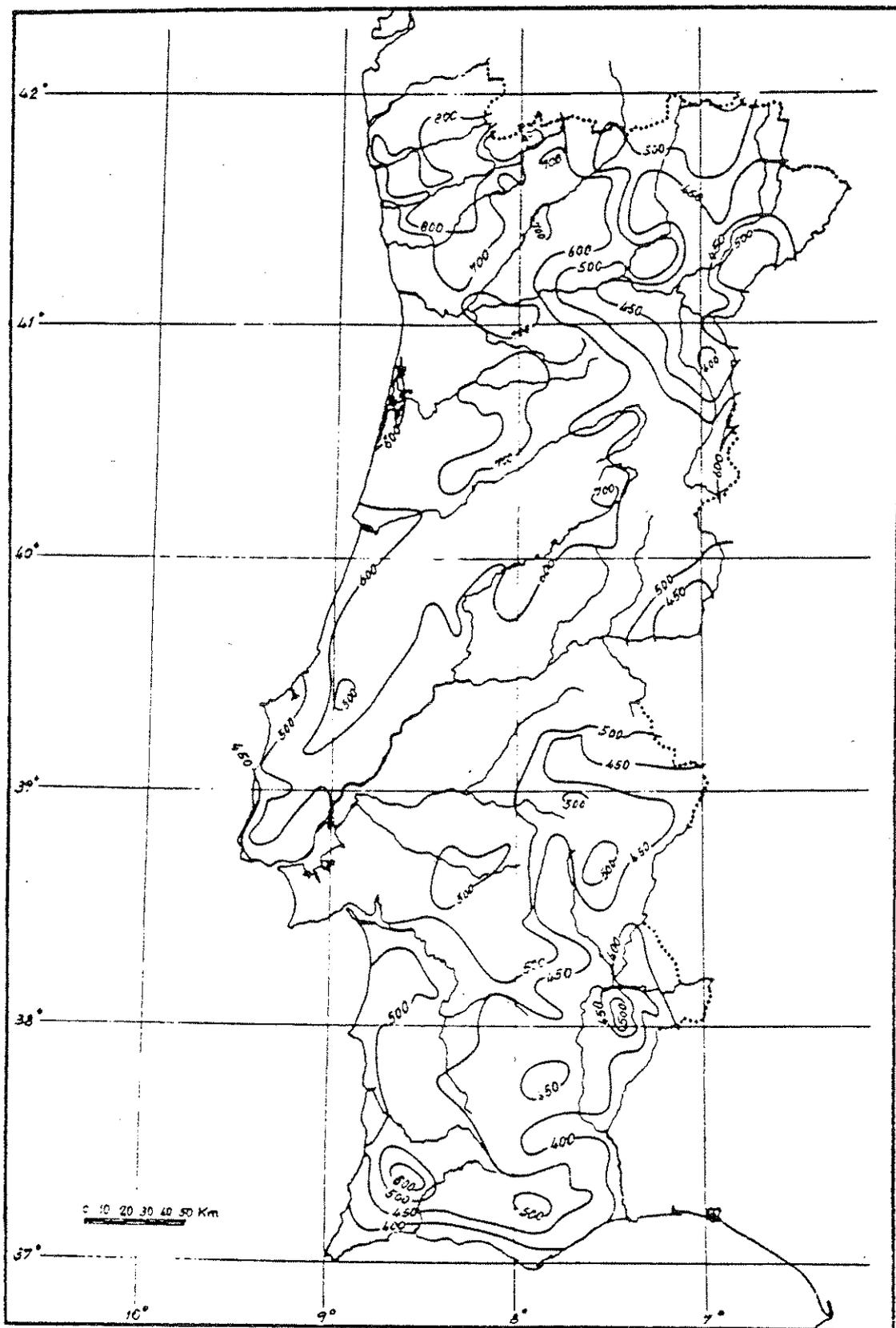


Fig. 7.3 - Carta de isolinhas da evapotranspiração real em Portugal (QUINTELA, 1967).

## BIBLIOGRAFIA

FERGUSON, H.L. e ZNAMENSKY, V.A. (1981).

Methods of computation of the water balance of large lakes and reservoirs. UNESCO, studies and reports in Hydrology, nº 17.

KIJNE, J.W. (1974) Determining Evapotranspiration, in: Drainage Principles and Applications, Vol. III, International Institute for Land Reclamation and Improvement

KOHLER, M. A. (1957) Meteorological aspects of evaporation phenomena. Gen. Assembly Toronto, Internat. Assoc. Sci. Hydrology. Publ. nº 45, pp. 421-436. Gentbrugge (1958).

MAYER, Ruy (1955) Métodos modernos de determinação da oportunidade para a rega. Mem. Acad. Ciênc., Cl. Ciênc., T. VII, 1954-58, pp. 117-132. Lisboa.

MOLEN, W.H., van der (1971) Syllabus Agrohydrology. University of Agriculture. Wageningen.

PENMAN, H.L. (1948) Natural evaporation from open water, bare soils and grass. Proc. Roy. Soc., Ser. A. Vol. 193 Nº 1032, pp. 120-145. London.

PENMAN, H.L. (1949) A general survey of meteorology in agriculture and an account of the physics of irrigation control. Quart. J. Roy. Meteor. Soc., Vol. 75, Nº 325, pp. 293-302. London.

PRIESTLY, C.H.B. e TAYLOR, R.J. (1972) On the assessment of surface heat flux and evaporation using large scale parameters. Monthly Weather Review, Vol.100, Nº 2, p. 81-92.

- QUINTELA, A. (1967) Recursos de Águas Superficiais em Portugal Continental. Tese de doutoramento, IST, Lisboa.
- ROCHE, M. et alia (1965) Propositions pour un réseau concernant la mesure d'un standard climatique de l'évapotranspiration potentielle. Symposium Design of Hydrological Networks (Québec), Internat. Assoc. Sci. Hydrology, Publ. n° 68, pp.550-560, Gentbrugge.
- SOKOLOV, A.A. e CHAPMAN, T.G. (1974) Methods for water balance computation. UNESCO, studies and reports in Hydrology n° 17.
- THORNTHWAITTE, C.W. (1944) Report of Committee on Transpiration and Evapotranspiration. Trans. Amer. Geophys. Union Vol. 25, Part. 5, p. 687. Washington.
- TURC, L. (1954-55) Le bilan d'eau des sols: relations entre les précipitation et l'écoulement. Ann. Agronomiques, 5<sup>e</sup> ann., N° 6, pp. 491-495, 6<sup>e</sup> ann., N° 1, pp. 5-131. Paris.
- TURC, L. (1965) Les cases lysimétriques, ce qu'on peut en attendre. Évaluation des bilans. Houille Blanche, N° 3, pp. 285-289. Grenoble.
- WMO (1966) World Meteorological Organization. Measurement and Estimation of Evaporation and Evapotranspiration, WMO n° 201, Tech. Note 83, 1966.
- WMO (1981) Guide to Hydrological Practices. World Meteor. Organiz., Geneva.

## CAPÍTULO 8

## 8 - A ÁGUA NO SOLO

## 8.1 - INTRODUÇÃO

A transformação da precipitação em escoamento adquire características próprias em cada local em virtude do clima e das diferentes formações geológicas que se manifestam na superfície da crosta terrestre nesse local. Efectivamente, a meteorização das rochas de origem, por desintegração mecânica ou decomposição química, o transporte das partículas resultantes, pelas correntes de ar ou de água, e a sua sedimentação moldam ao longo do tempo a superfície da crosta, definindo a rede hidrográfica das bacias, a natureza das encostas dos cursos de água e o tipo de solos presentes.

Estes últimos, os solos, actuam na fase terrestre do ciclo hidrológico como reservatórios de regulação, atrasando a descida das águas que neles penetram e, portanto, amortecendo o caudal drenado superficialmente.

O solo é formado por materiais que se apresentam em três estados termodinâmicos ou fases: sólida, líquida e gasosa. A fase sólida encontra-se fragmentada em numerosas partículas minerais ou orgânicas, de composição variada, de maiores ou menores dimensões, que no seu conjunto apresentam por unidade de volume uma área interfacial elevada. A fase líquida é constituída por soluções aquosas que ocupam porções variáveis do espaço entre partículas sólidas. Essas soluções aquosas são geralmente referidas por água no solo. O restante espaço, não ocupado pela fase sólida nem pela fase líquida, é ocupado por ar. Assim, o solo pode ser definido como um sistema físico heterogêneo, polifásico, particuloso, disperso, poroso e anisotrópico.

No estudo da água no solo, que se faz neste Capítulo, considerar-se-ão incompressíveis as fases sólida e líquida do solo, e não se consideram fenômenos como os da expansão e retracção.

## 8.2 - QUANTIDADE DE ÁGUA NO SOLO

A quantidade de água contida num solo é avaliada, em geral, em relação à fase sólida ou à totalidade do solo. Na Figura 8.1, onde se consideram

aglutinadas cada uma das fases do solo, apresentam-se as grandezas que permitem a definição dessas quantidades relativas.

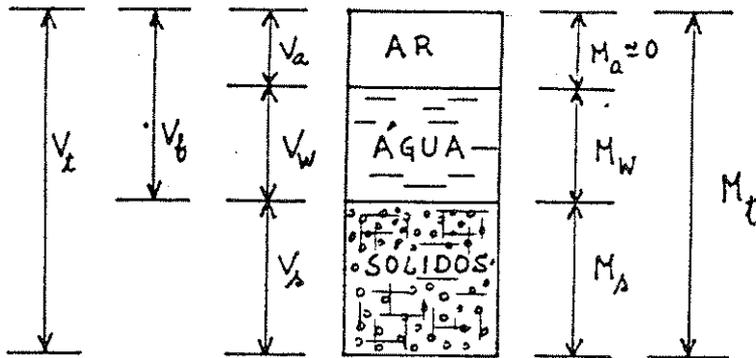


Figura 8.1. - Representação esquemática das fases de um solo

Designa-se por teor volumétrico de humidade,  $\theta$ , a razão entre o volume da água de um solo,  $V_w$ , e o seu volume total,  $V_t$

$$\theta = \frac{V_w}{V_t}$$

O teor volumétrico de humidade pode ainda ser encarado como a relação entre a altura do volume da água contida num prisma de solo, uniformemente distribuída sobre uma base com a mesma área que a base do prisma, e a altura desse prisma de solo; exprimindo-se então em mm de água por m de solo ( $\text{mm m}^{-1}$ ).

Designa-se por teor mássico de humidade,  $w$ , a razão entre a massa da água de um solo e a massa da sua fase sólida

$$w = \frac{M_w}{M_s}$$

Designa-se por grau de saturação,  $s$ , a razão entre o volume da água de um solo,  $V_w$ , e o volume ocupável por fluidos,  $V_f$ , desse solo

$$s = \frac{V_w}{V_f} = \frac{V_w}{V_a + V_w}$$

Note-se que sendo a porosidade do solo,  $n$ , definida por

$$n = \frac{V_f}{V_t}$$

então, será

$$\theta = n \cdot s$$

ou seja, o teor volumétrico de humidade é igual ao produto da porosidade pelo grau de saturação.

Repare-se que enquanto o grau de saturação pode ser unitário, quando a água preencher todo o espaço entre partículas,  $V_w = V_f$ , já o mesmo não acontece com o teor volumétrico de humidade, cujo valor máximo é igual à porosidade.

Um grau de saturação unitário só dificilmente poderá ser atingido em condições naturais, dado que algum ar ficará sempre retido no interior dos espaços interpartículas de um solo.

Designa-se por capacidade de campo o valor final do teor volumétrico de humidade de um solo natural, de características uniformes, que tenha sido saturado e deixado drenar livremente durante dois a três dias, ou seja, a quantidade residual de água que um solo consegue reter contra a acção prolongada da aceleração da gravidade.

Designa-se por ponto de emurchecimento permanente o valor máximo do teor volumétrico de humidade de um solo que não seja utilizável pelas plantas, ou seja, a humidade existente na zona das raízes das plantas a partir da qual uma planta não consiga recuperar a turgidez mesmo que posteriormente coloque numa atmosfera saturada durante 12 h.

Embora qualquer dos conceitos anteriores, capacidade de campo e ponto de emurchecimento permanente, seja pouco preciso e não corresponda a propriedades físicas características dos solos (Hillel, 1980), eles têm, no entanto, tradicionalmente sido utilizados e aceites, em primeira aproximação, por hidrologistas e agrónomos.

No Quadro 8.1 apresentam-se valores médios dos teores volumétricos de humidade correspondentes à saturação, à capacidade de campo, ao ponto de emurchecimento permanente e à diferença dos dois últimos, que corresponderá, grosso modo, à água utilizável no solo para a evapotranspiração.

Textura do Solo	Saturação $\text{mm m}^{-1}$	Capacidade de campo ( $\text{mm m}^{-1}$ )	Ponto de emurchecimento permanente ( $\text{mm m}^{-1}$ )	Água utilizável ( $\text{mm m}^{-1}$ )
arenosa	350	100	25	75
franco-arenosa		158	50	108
franca		217	67	150
siltosa	450	267	100	167
franco-siltosa		283	117	166
franco-argilosa		317	150	167
argilosa	500	325	208	117

Quadro 8.1 - Valores médios aproximados de teores volumétricos de humidade em função da textura do solo (EAGLESON, 1970).

A profundidade atingida pelas raízes das plantas no solo é da ordem de 0,5 m para plantas herbáceas anuais, podendo atingir valores da ordem de 2,5 m para árvores de grande porte.

### 8.3 - POTENCIAL HIDRÁULICO

A água do solo, tal como outros corpos naturais, dispõe de energia em quantidades variáveis e em diferentes formas, sendo usual considerar, de entre as formas reconhecidas pela Física Clássica, apenas a sua energia potencial, uma vez que, admitida a reduzida velocidade de deslocamento dessa água, a respectiva energia cinética é considerada desprezável. A água do solo deslocar-se-á, então, das zonas de maior energia potencial para as de menor energia potencial, ou seja, na direcção e no sentido contrário ao do gradiente dessa energia potencial.

Vários fenómenos contribuem para o estabelecimento da energia potencial da água do solo. Entre esses contam-se, como mais importantes, a aceleração da gravidade e a pressão a que a água está sujeita, quer hidrostática, quer proveniente da tensão superficial, quer ainda da sua adsorção pelas partículas do solo.

É, ainda, tradicional considerar a contribuição de cada um dos fenômenos referidos para a energia potencial como formas daquela energia.

Assim, designa-se por energia potencial gravítica,  $E_g$ , o trabalho armazenado numa massa elementar de água,  $M$ , quando esta é deslocada, apenas contra a aceleração da gravidade, de um comprimento  $z$  medido, verticalmente e para cima, a partir de uma cota de referência:

$$E_g = M g z$$

ou, por unidade de peso,

$$H_g = z$$

Designa-se por energia potencial de pressão,  $E_p$ , o trabalho armazenado numa massa elementar de água, com um volume  $v$ , quando esta é deslocada apenas contra um campo de pressões, de valor local  $p$ :

$$E = p v$$

ou, por unidade de peso,

$$H_p = \frac{p}{\gamma}$$

É conveniente considerar-se com algum pormenor as tensões desenvolvidas por capilaridade e por adesão, as quais em conjunto com a pressão hidrostática permitem a uniformização dos conceitos do escoamento em meios porosos, quer saturados, quer insaturados.

Pode mostrar-se que a diferença de pressões na interface de separação de dois fluidos (HILLEL, 1980),  $\Delta p$ , é proporcional à tensão superficial,  $\sigma$ , e à curvatura dessa interface

$$\Delta p = \sigma \left( \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right)$$

onde  $R_1$  e  $R_2$  representam os raios principais de curvatura da superfície interfacial e  $\sigma$  é a tensão superficial.

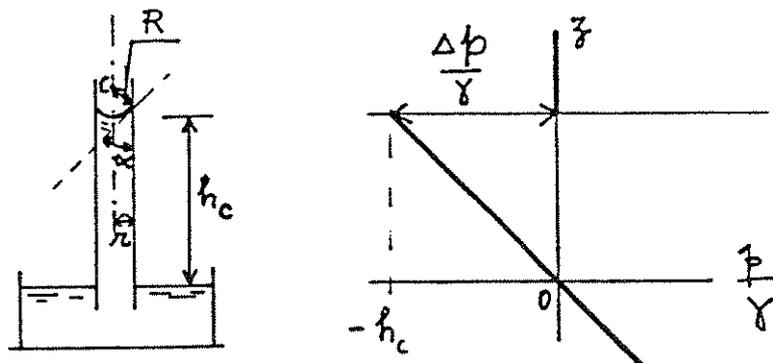


Figura 8.2 - Subida da água num tubo capilar e diagrama de pressões

Considere-se, então, um tubo capilar de raio  $r$  mergulhado num recipiente contendo água (Figura 8.2.). A água subirá nesse tubo até uma altura  $h_c$ , ficando em equilíbrio hidrostático. Assim, sendo nula a altura piezométrica ao nível da superfície da água no recipiente A, ela será  $-h_c$  sob o menisco que a superfície interfacial constitui no interior do tubo capilar. Dada a existência de um equilíbrio, obtém-se, quando se despreza o peso volumétrico do ar,

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = h_c$$

onde  $\gamma$  representa o peso volumétrico da água. Então, a diferença de pressões nas duas faces do menisco é

$$\Delta p = \gamma h_c$$

Admitindo-se que o menisco apresenta uma forma de calote esférica de raio  $R$  com centro em  $C$  e um ângulo de contacto,  $\alpha$ , entre a sua superfície e as paredes do tubo capilar, será

$$\Delta p = \sigma \left( \frac{1}{\frac{r}{\cos \alpha}} + \frac{1}{\frac{r}{\cos \alpha}} \right) = \frac{2 \sigma \cos \alpha}{r}$$

ou

$$h_c = \frac{2 \sigma \cos \alpha}{\gamma r}$$

O fenómeno descrito, que justifica o movimento da água contra a acção da aceleração da gravidade, por efeito da tensão superficial, é facilmente assimilável à subida da mesma num tubo de maiores dimensões por sucção do ar no seu interior, embora os fenómenos sejam distintos.

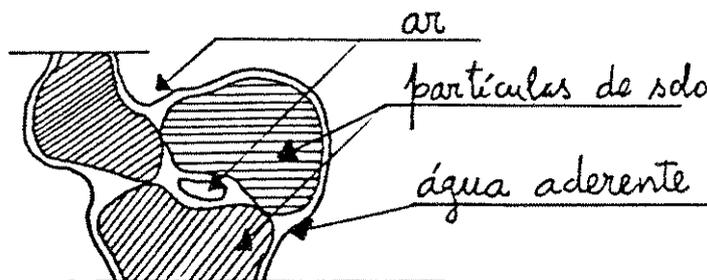


Figura 8.3 - Distribuição da água num solo insaturado

A adesão molecular na interface entre a água e as partículas que constituem a matriz sólida do solo, assim como a acção da tensão superficial na interface entre a água e o ar do solo, nos espaços intergranulares (Figura 8.3), podem também provocar diferenças localizadas de pressão capazes de justificar o movimento da água, embora lento, de pontos de maior pressão para os pontos de menor pressão, até que se estabeleça uma situação de equilíbrio.

Quando ao longo de uma coluna vertical de solo, desde a sua superfície até abaixo da superfície freática, não se verifique qualquer movimento da água nela contida, ter-se-á uma energia potencial constante ao longo de toda a coluna, ou seja, um gradiente nulo dessa energia.

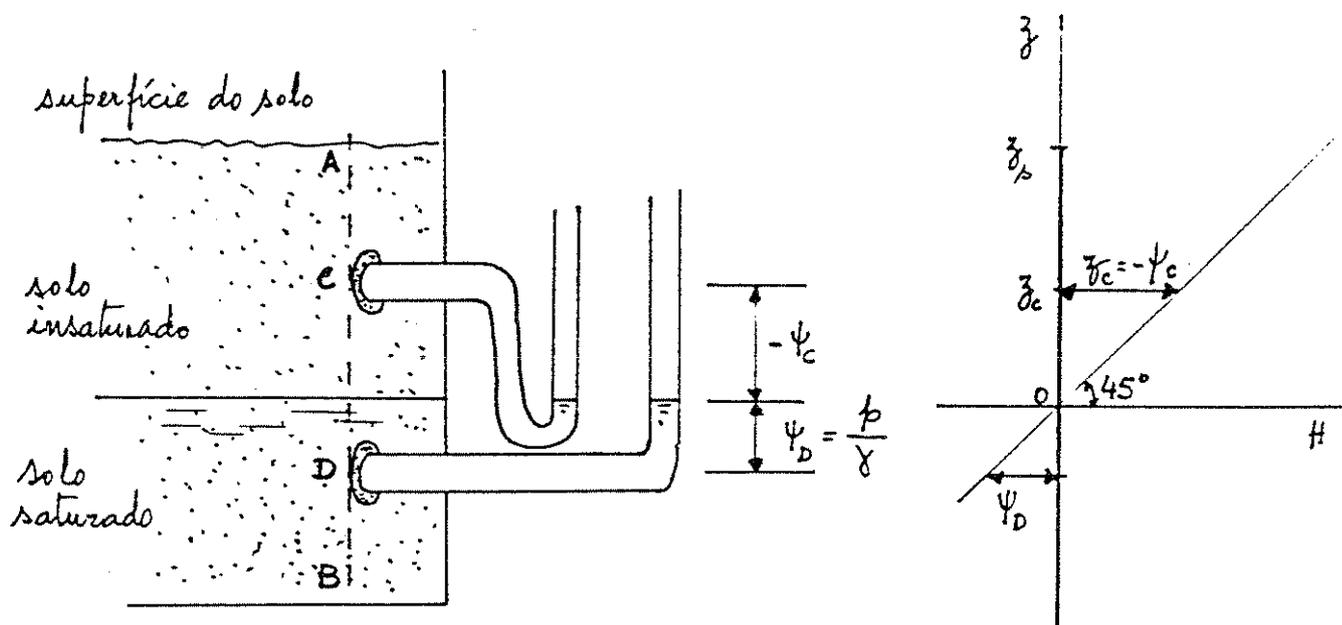


Figura 8.4. - Ilustração do potencial hidráulico

Então, tomando o nível da superfície freática como referência das cotas topográficas e a pressão na superfície freática, que se supõe igual à pressão atmosférica, como referência das pressões, a energia potencial total da água do solo, por unidade de peso e ao nível da superfície freática, será nula.

Designa-se por potencial hidráulico,  $H$ , a energia potencial total da água do solo por unidade de peso.

Não havendo movimento de água ao longo de  $AB$ , o potencial hidráulico em  $C$  será também nulo. Decompondo o potencial hidráulico em  $C$  em duas parcelas, a cota de  $C$ ,  $z_c$ , e a soma das contribuições para esse potencial da pressão hidrostática, da capilaridade, da adesão, da osmose e de outros fenô

menos de menor importância, que eventualmente se manifestem,  $\psi_c$ , obtém-se

$$H_c = 0 = z_c + \psi_c$$

ou, para qualquer outro ponto

$$H = z + \psi$$

Esta generalização, relativa ao potencial de pressão poderá ser melhor entendida pela consideração de dois piezômetros que se imaginassem instalados em C e D. Ambos os piezômetros dispõem de cápsulas de porcelana porosa na extremidade, por forma a serem permeáveis à água, mas não às partículas do solo.

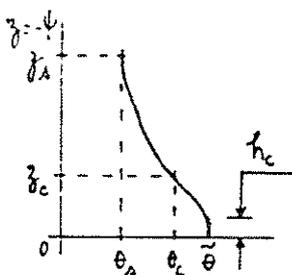
No piezômetro que estivesse colocado em D, a água subiria até à superfície freática e, no que estivesse colocado em C, a água desceria, em relação a C, uma altura, de valor igual a  $-\psi_c$ , que se pode assimilar à diferença de alturas piezométricas entre a água à pressão atmosférica e a água do solo.

Abaixo da superfície freática, onde  $z$  é negativo e o solo se encontra saturado, admite-se que  $\psi$  é igual à carga piezométrica,  $\frac{p}{\gamma}$ , relativa à pressão hidrostática, que nessa região é positiva. Acima da superfície freática, onde  $z$  é positivo e o solo se encontra insaturado,  $\psi$  será negativo, correspondendo a uma carga piezométrica negativa.

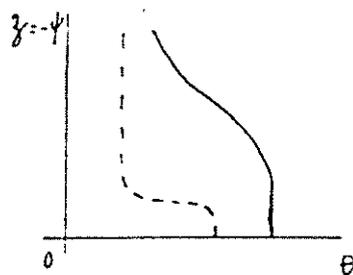
Por associação com a subida da água num tubo capilar é tradicional designar por sucção a grandeza  $-\psi$ , com as dimensões de um comprimento, ou o produto  $-\psi\gamma$ , com as dimensões de uma pressão, ambas relativas à região não saturada de um solo, ou, mais modernamente, designar por potencial matricial as grandezas  $\psi$  ou  $\psi\gamma$ .

#### 8.4 - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE HUMIDADE E A SUCCÃO\*

Medindo os teores volumétricos de humidade do solo representado na Figura 10.4, ao longo da vertical AB, obter-se-ia uma distribuição do tipo da representada na Figura 10.5.



Solo da Figura 8.4



--- solo arenoso, mal graduado

— solo argiloso, bem graduado

Figura 8.5 - Distribuição do teor de humidade numa vertical do solo

Na superfície freática,  $z = 0$ , e abaixo desta o solo encontrar-se-á, evidentemente, com um teor de humidade de saturação,  $\tilde{\theta}$ . Este estado saturado manter-se-á até a uma altura,  $z = h_c$ , acima da superfície freática, à qual a água subiria por acção da capilaridade dos pequenos canaliculos definidos pelos espaços entre partículas do solo. O teor de humidade de saturação,  $\tilde{\theta}$ , e a altura da franja capilar,  $h_c$ , variam com a textura do solo, sendo tanto maiores quanto mais fina for essa textura. Valores de  $\tilde{\theta}$  foram já apresentados no Quadro 8.1. A altura da franja capilar pode variar de 2 a 5 cm em areias grosseiras até de 2 a 4 m em argilas finas (BEAR, 1972).

Se o solo for mal graduado, isto é, se a sua distribuição granulométrica apresentar grande predominância de um determinado tamanho de partículas, pode esperar-se que os tubos definíveis nos espaços entre partículas apresentem também predominância de um determinado valor de raio. Sendo a subida capilar inversamente proporcional ao raio desses tubos, é previsível um decréscimo rápido do teor volumétrico de humidade logo a seguir à franja capilar. Pelo contrário, se o solo for bem graduado o decréscimo do teor volumétrico de humidade com a cota será mais gradual uma vez que a água subirá mais alto nos tubos definidos junto das partículas mais finas (Figura 8.6).

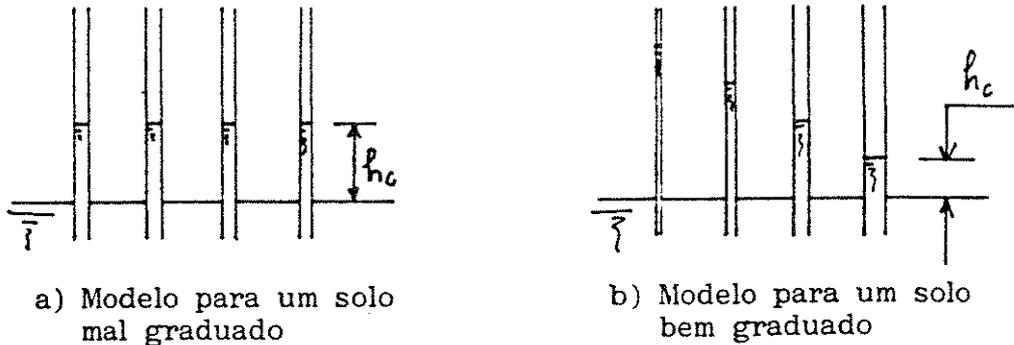


Figura 8.6 - Modelos justificativos do efeito da textura do solo

Para cotas mais elevadas o número de tubos capilares capazes de conduzir a água desde a superfície freática será reduzido, mesmo num solo fino bem graduado, passando a ter predominância a acção ao nível das partículas do solo, recobertas por filmes ou camadas aquosas (Figura 8.3), da adesão e da tensão superficial.

Se o solo da Figura 8.4., cujo teor de humidade se está a analisar, tivesse previamente sido saturado e deixado drenar para a toalha freática, cuja superfície se supõe mantida a cota constante, então, quando se atingisse o equilíbrio, a distribuição do teor volumétrico de humidade ao longo da vertical não seria uniforme. É usual precisar-se um pouco mais o conceito, anteriormente referido, de capacidade de campo, ligando-o ao teor volumétrico de humidade que corresponde ao potencial matricial de  $-\frac{1}{3}$  bar ou  $\psi = -3,4\text{m}$ . Do mesmo modo, se tem ligado o coeficiente de emurchecimento permanente ao potencial matricial de  $-15$  bar ou  $\psi = -150\text{ m}$ .

Designam-se por curvas características da humidade de um solo, as curvas do tipo das da Figura 8.5 que relacionam o teor de humidade com o potencial matricial. Deve no entanto notar-se que tais curvas apresentam variabilidade importante que depende da forma como o teor de humidade de equilíbrio é estabelecido (Figura 8.7).

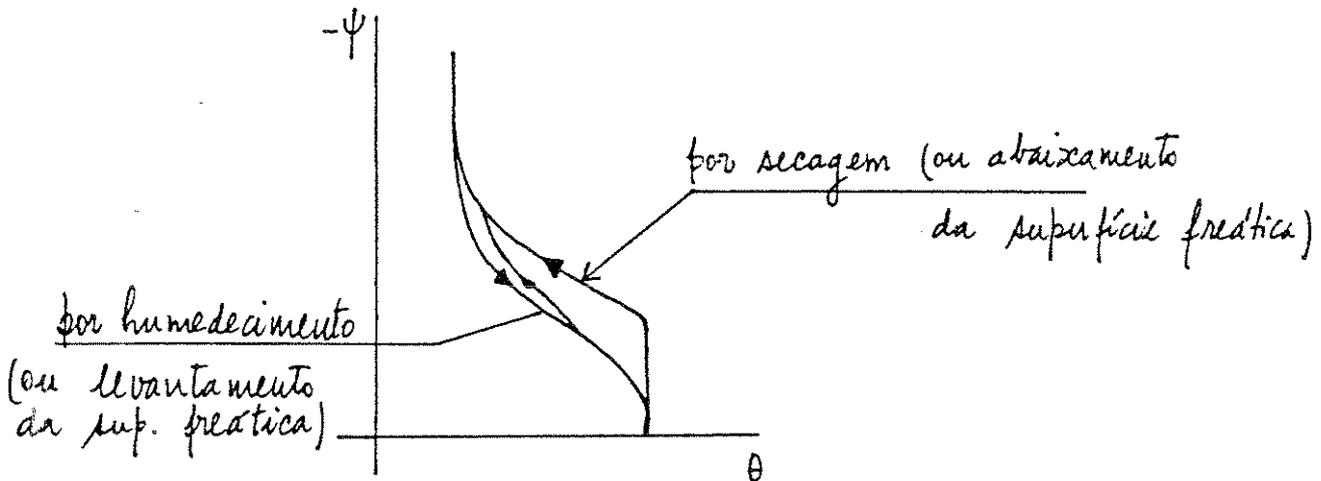


Figura 8.7 - Histerese na curva característica de humidade de um solo

Designa-se tal variabilidade por histerese da curva característica.

## 8.5 - GENERALIZAÇÃO DA LEI DE DARCY

A lei de Darcy para o escoamento aparente em meios porosos homogêneos e isotrópicos, saturados, é, como se sabe,

$$\vec{V} = - \tilde{K} \text{ grad } (H)$$

onde  $\tilde{K}$  representa o coeficiente de permeabilidade ou a condutividade hidráulica do solo saturado e  $\vec{V}$ , o vector velocidade aparente ou caudal específico.

Richards, em 1931, estendeu a aplicabilidade da lei de Darcy aos escoamentos em meios porosos insaturados, fazendo depender a condutividade hi-

dráulica do potencial matricial da água do solo,

$$K = K(\psi)$$

sendo  $K(\psi) = \tilde{K}$  quando  $\psi \geq 0$ .

Assim, a lei de Darcy generalizada para meios porosos saturados ou insaturados é

$$\vec{V} = -K(\psi) \text{ grad}(H)$$

Na Figura 8.8 apresenta-se a variação típica da condutividade hidráulica com o potencial matricial para dois tipos de solos com diferentes texturas.

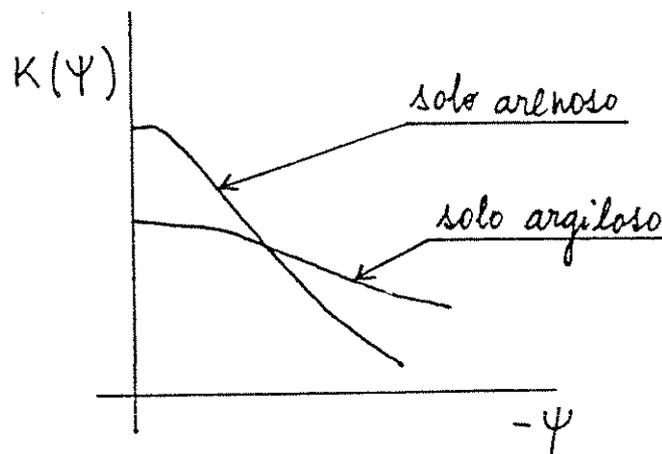


Figura 8.8 - Variação da condutividade hidráulica com o potencial matricial e com o tipo de solo

Embora com solos saturados a condutividade hidráulica de um solo arenoso seja muito superior à condutividade hidráulica de um solo argiloso ela decresce muito mais rapidamente no primeiro tipo de solos com o aumento da sucção ( $-\psi$ ) porque, tendo os canalículos entre partículas num solo arenoso maior dimensão do que num solo argiloso, então, com o aumento da sucção, permitem mais facilmente a entrada de ar, contribuindo assim para uma redução mais rápida da secção útil para o escoamento.

É conveniente notar que, tal como a relação  $\theta = \theta(\psi)$ , também a relação  $K = K(\psi)$  apresenta marcado fenómeno de histerese.

## 8.6 - INFILTRAÇÃO\*

Designa-se por infiltração,  $i$ , o caudal específico de água (caudal por unidade de área em planta) que atravessa a superfície terrena de um solo.



No instante posterior,  $t = t_1$ , toda a coluna de solo acima de ED encontrar-se-á saturada e o perfil de humidade do solo será representado por ADEC (solo de textura grosseira). As cotas superiores à de ED, a água movimenta-se para baixo e às cotas inferiores à de ED, a água ainda se encontra em equilíbrio e, portanto, parada.

Designa-se por frente de humedecimento a zona do solo definida em cada instante pelo lugar geométrico dos pontos onde, nesse instante, se inicia o movimento da água.

Suponha-se que o potencial matricial na frente de humedecimento é constantemente igual a  $\psi_f$ , que, pelo facto de o solo permanecer saturado, terá de ser maior ou igual a  $-h_c$ . Então, o potencial hidráulico na frente de humedecimento no instante  $t = t_1$  será representado por D' e poderá admitir-se uma variação linear do potencial hidráulico até à superfície. Sendo assim, e dado que abaixo da frente de humedecimento a água se encontra parada, o potencial hidráulico da água do solo, ao longo da vertical, será representado pela linha A'D'E'C'. Reconhece-se a diminuição do gradiente do potencial hidráulico e, dado que o solo à superfície continua saturado, a consequente diminuição da infiltração.

Designando por  $z_f$  a cota a que se encontra a frente de humedecimento, o gradiente do potencial hidráulico à superfície, em  $t = t_1$ , será

$$|\text{grad } H| = \frac{(z_s - z_f) - \psi_f}{z_s - z_f}$$

Pela aplicação da ley de Darcy, obtém-se então

$$i = \bar{K} |\text{grad } H| = \bar{K} \frac{(z_s - z_f) - \psi_f}{z_s - z_f}$$

Designando por I o volume total de água que por unidade de área se infiltrou desde o instante inicial, será

$$I = (\bar{\theta} - \theta_i) (z_s - z_f)$$

Donde, explicitando a profundidade da frente de humedecimento e substituindo na expressão anterior da infiltração, se obtém

$$i = \bar{K} - \frac{\bar{K} \psi_f (\bar{\theta} - \theta_i)}{I}$$

expressão que define a infiltração ao longo do tempo e que foi originalmente definida por GREEN e AMPT.

No início do processo de infiltração será  $I = 0$  e, portanto, a infiltração será infinita ( $\psi_f < 0$ ). Ao longo do tempo, com o crescimento do volume de água infiltrada, a infiltração irá diminuindo até ao valor limite, igual à condutividade hidráulica saturada do solo,  $\tilde{K}$ .

Representando esse valor limite por  $i_c$ , e  $e^{-K \psi_f (\tilde{\theta} - \theta_i)}$  por  $b$  obtém-se

$$i = i_c + \frac{b}{I}$$

onde o valor de  $b$  será tanto maior quanto menor for o teor de humidade inicial do solo.

No Quadro 8.2 apresentam-se valores da infiltração final,  $i_c$ , quando à superfície do solo se dispõe constantemente de água

Textura do solo	$i_c$ (mm h <sup>-1</sup> )
arenosa	> 20
franco-arenosa	20 - 10
franca	15 - 10
argilosa	< 5

Quadro 8.2 - Valores da infiltração final em função da textura do solo.

Vários outros autores se dedicaram ao estudo da infiltração tendo contribuído com numerosas fórmulas para o seu cálculo. Pelo tradicionalismo de que se reveste destaca-se a fórmula de Horton

$$i = i_c + (i_0 - i_c) e^{-kt}$$

que tem a vantagem de apresentar o tempo de forma explícita e onde  $i_0$  representa a infiltração inicial ( $t = 0$ ) e  $k$  é um parâmetro a determinar, que dependerá, tal como  $i_0$ , do tipo de solo e do seu estado inicial de humedecimento.

Designa-se a infiltração com abundância constante de água à superfície de um solo por capacidade de infiltração, sendo usual representá-la por  $f$  e ao seu valor acumulado por  $F$ , em vez de  $i$  e  $I$ .

Considere-se agora que à superfície do solo se dispõe de modo constante de um caudal por unidade de área superior à capacidade final de infiltração e inferior à capacidade inicial de infiltração, mas suficiente para saturar o solo



Da lei de Darcy obtém-se

$$i = p = \frac{\tilde{K} (z_s - z_{fe}) - \psi_{\max}}{z_s - z_{fe}}$$

Combinando as duas equações, através da explicitação de  $z_s - z_{fe}$  obtém-se

$$t_e = \frac{(-\psi_{\max}) (\tilde{\theta} - \theta_i)}{p \left( \frac{p}{\tilde{K}} - 1 \right)}, \quad p \geq \tilde{K} = i_c$$

A infiltração nas condições referidas, controlada pela disponibilidade de água à superfície, será constante e igual a  $p$  até ao instante  $t_e$ , diminuindo a partir desse instante até ao valor final característico do tipo de solo,  $i_c$ . A partir de  $t_e$  dispor-se-á à superfície de um excesso de água que poderá participar no escoamento superficial.

## 8.7 - ESCOAMENTO EM MEIOS POROSOS\*

A aplicação do princípio da conservação da massa de água, considerando a incompressível, a um meio poroso insaturado, como a qualquer outro meio também considerado rígido, resume-se a que, na unidade de tempo, a variação do conteúdo de água num determinado volume de solo é igual à diferença entre os volumes de água que nele entram e que dele saem, na mesma unidade de tempo.

Obtém-se assim, por unidade de volume elementar de solo

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \operatorname{div} \vec{V}$$

Quando o solo permaneça saturado será evidentemente

$$\operatorname{div} \vec{V} = 0$$

uma vez que o seu teor volumétrico de humidade não varia ao longo do tempo.

Atendendo à lei de Darcy, para um meio poroso homogêneo e isotrópico, obtém-se

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \operatorname{div} (K (\psi) \operatorname{grad} H)$$

que constitui a equação do movimento da água, generalizada para meios porosos nas condições indicadas (água e solo incompressíveis, solo homogêneo e isotrópico), saturados ou insaturados.

Esta equação é geralmente resolvida por recurso a métodos numéricos, depois de definidas as condições iniciais e de fronteira adequadas ao problema em análise.

Em alguns problemas, como o da drenagem de aquíferos freáticos para os cursos de água de uma bacia hidrográfica, de que adiante se tratará, soluções aproximadas podem ser obtidas por recurso a analogias estabelecíveis com o comportamento de determinado tipo de reservatórios. Descrevem-se tais reservatórios na secção seguinte do texto.

### 8.8 - COMPORTAMENTO DE RESERVATÓRIOS LINEARES\*

Designa-se por reservatório linear um reservatório cuja descarga seja em qualquer instante directamente proporcional ao volume de água nele armazenada nesse instante

$$Q = kV \quad (8.1.)$$

onde

$Q$  representa o caudal saído do reservatório [ $L^3T^{-1}$ ],  
 $V$ , o volume de água armazenado [ $L^3$ ],  
 $k$ , a constante de proporcionalidade entre  $Q$  e  $V$  [ $T^{-1}$ ].

Sendo a variação do volume de água armazenado num reservatório igual à diferença entre os volumes de água que nele entram e que dele saem, escreve-se

$$dV = (I - Q)dt$$

onde

$I$  representa o caudal entrado no reservatório [ $L^3T^{-1}$ ].

Durante o esgotamento de um reservatório ( $I = 0$ ), ter-se-á então

$$dV = -Q dt$$

ou

$$\frac{dV}{dt} = -Q$$

Derivando a equação (8.1.) em relação ao tempo e substituindo na equação anterior a derivada do volume, obtém-se

$$\frac{dQ}{dt} = -kQ$$

que, resolvida em relação a  $Q$ , fornece

$$Q = Q_0 e^{-k(t-t_0)}$$

onde

$Q_0$  representa o caudal saído do reservatório no instante  $t_0$  e  
 $Q$ , o caudal saído no instante  $t$ .

A lei exponencial negativa deduzida para o caudal de esgotamento do reservatório é representável, num gráfico semi-logarítmico, por uma linha recta. Este facto é por vezes utilizado na identificação da constante  $k$ , como adiante se descreverá.

A razão existente entre dois valores sucessivos de caudal, espaçados  $\Delta t$ , é

$$\frac{Q_1}{Q_0} = e^{-k\Delta t}$$

ou, para valores pequenos de  $k\Delta t$ ,

$$\frac{Q_1}{Q_0} = 1 - k\Delta t = 1 - K$$

onde

$K$  representa a constante de esgotamento no intervalo de tempo  $\Delta t$ .

Verifica-se que o caudal  $Q_n$ , que sai do reservatório n intervalos  $\Delta t$  de tempo depois de  $t_0$ , é dado por

$$\frac{Q_n}{Q_0} = (1 - K)^n$$

Pode também mostrar-se que as duas expressões anteriores se mantêm válidas quando se substituem os caudais instantâneos nelas intervenientes pelos caudais médios ocorridos em intervalos de tempo  $\Delta t$ , ou seja, que

$$\frac{\bar{Q}_1}{\bar{Q}_0} = 1 - k\Delta t = 1 - K$$

e que

$$\frac{\bar{Q}_n}{\bar{Q}_0} = (1 - K)^n \quad (8.2)$$

onde

$\bar{Q}_n$  representa o caudal médio no intervalo de tempo  $\Delta t$  que se segue a  $t_0 + n\Delta t$  ( $n=0, 1, 2, \dots$ ).

Quando o reservatório estiver a ser alimentado ( $I > 0$ ), ter-se-á

$$\frac{1}{k} dQ = (I - Q) dt$$

ou, passando a diferenças finitas

$$Q_1 = \frac{2-K}{2+K} \bar{I} + \frac{2-K}{2+K} Q_0 \quad (8.3)$$

onde

$Q_0$  representa o caudal no início do intervalo de tempo  $\Delta t$ ,  $Q_1$ , o caudal no fim do intervalo de tempo e

$\bar{I}$ , o caudal médio entrado no reservatório nesse intervalo de tempo.

A expressão anterior, quando  $k\Delta t = K$  for pequeno, pode escrever-se na seguinte forma

$$Q_1 = \frac{K}{2} I_0 + \frac{K}{2} I_1 + (1-K) Q_0$$

onde

$I_0$  e  $I_1$  representam os caudais entrados no reservatório no início e no fim do intervalo de tempo considerado.

Em estudos de balanço hidrológico é frequentemente mais prático utilizarem-se, em lugar de caudais instantâneos, os volumes de água escoados em determinado intervalo de tempo.

Tendo como objectivo essa utilização, pode reescrever-se a equação (10.3) na seguinte forma

$$V_1 = \frac{2}{2+K} V_e + \frac{2-K}{2+K} V_0 \quad (8.4)$$

que se obtém dividindo a referida equação (10.3) por  $k$  e onde

$V_0$  representa o volume de água armazenada no reservatório no início do intervalo de tempo,

$V_1$ , o volume armazenado no fim desse intervalo e

$V_e$ , o volume entrado no reservatório.

Quando  $K$  for pequeno, a equação anterior transforma-se em

$$V_1 = \left(1 - \frac{K}{2}\right) V_e + (1-K) V_0 \quad (8.5)$$

O volume saído do reservatório no intervalo de tempo  $\Delta t$ ,  $V_s$ , é

$$V_s = V_0 + V_e - V_1 \quad (8.6)$$

As equações (8.2), (8.3) e (8.6) são tradicionalmente adoptadas nos referidos estudos de balanço hidrológico.

Quando a determinação da constante de esgotamento,  $K$ , for feita através da equação (8.4), o valor que para ela se obtém,  $K_1$ , será diferente do que se obteria quando essa determinação fôsse feita através da equação (8.5) ou da equação (8.2),  $K_2$ .

A relação entre os dois valores é

$$K_1 = \frac{2K_2}{2-K_2}$$

As duas equações conduzem ao mesmo resultado quando se utiliza  $K=K_1$  na (8.4) e  $K=K_2$  na (8.5).

## 8.9 - DRENAGEM PARA OS CURSOS DE ÁGUA \*

Considere-se o aquífero freático representado na Figura 8.11. Tal aquífero, assente sobre um fundo impermeável horizontal, drena para o curso de água que o atravessa.

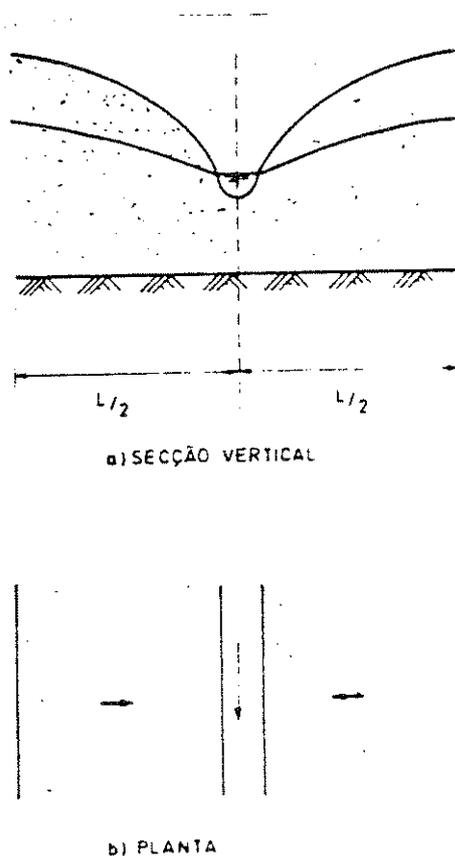


Figura 8.11 - Escoamento subterrâneo para um curso de água

Partindo da equação do movimento em meios porosos (18.7) e adoptando certas hipóteses simplificativas pode mostrar-se que o caudal drenado para o curso de água, por unidade de comprimento, é aproximável com bastante rigor pela descarga de um conjunto infinito de reservatórios lineares, alimentados com fracções da água percolada para a superfície freática. Tais fracções, assim como as constantes de esgotamento dos reservatórios, são função das características geométricas e hidráulicas do aquífero.

Pode ainda mostrar-se que o rigor perdido é pequeno quando se consideram apenas os dois reservatórios com esgotamento mais lento, determinando-se as fracções de água percolada com que são alimentados e as constantes de esgotamento por optimização numérica (Hipólito, 1985).

Embora a integração formal do caudal drenado ao longo dos cursos de água de uma bacia hidrográfica não seja possível analiticamente, constata-se (Barnes, 1940) que o desenho em gráfico semi-logarítmico do hidrograma na secção terminal de uma bacia revela um andamento em forma de segmento de recta nos períodos de tempo com ausência de precipitação e afastados da ocorrência anterior de escoamento superficial, ou seja, em período de esgotamento dos aquíferos da bacia hidrográfica (Figura 8.12). Como se referiu, este tipo de andamento é característico do esgotamento de um reservatório linear e justifica a analogia que se pode fazer utilizando esses reservatórios.

Quintela (1967) fez uso desta analogia e determinou para bacias hidrográficas portuguesas a respectiva constante de esgotamento e o volume máximo de água subterrânea, armazenado na bacia, susceptível de contribuir para esse esgotamento, ou seja, para o escoamento de base (Quadro 8.3).

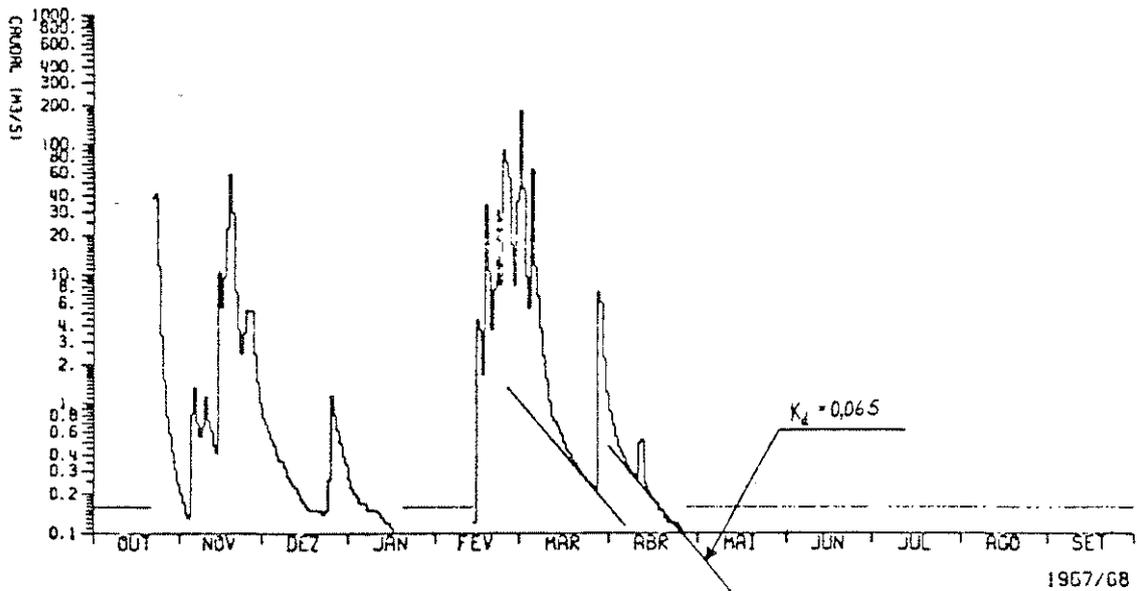


Figura 8.12 - Drenagem dos aquíferos de uma bacia hidrográfica. Escoamento de base.

Hipólito (1985) utilizou também a referida analogia no modelo NWSIST, tendo considerado, no entanto, dois reservatórios. O referido modelo foi ajustado por optimização numérica e conduziu a valores superiores, nas bacias comuns aos dois trabalhos, para as reservas subterrâneas máximas susceptíveis de contribuir para o escoamento de base. Assim, para a bacia do Paiva em Castro Daire obtiveram-se reservas de 140 mm e, para a de Odivelas em Odivelas, de 11 mm.

Bacia hidrográfica	Área (km <sup>2</sup> )	Formações geológicas	k (10 <sup>-7</sup> s <sup>-1</sup> )	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	V <sub>max</sub> /A (mm)
Paiva em Castro Daire	286	Formações quase excl. graníticas	4,70	12	90
Mondego em Ponte da Tábua	1552	Formações quase excl. graníticas	7,20	40	36
Muge em Vale de Flores	189	Formações greso-argilosas	5,12	4	41
Raia em Cabeção	3276	Predomínio de formações xistentas, incluindo rochas graníticas e calcáreas	8,90	28	10
Odivelas em Odivelas	431	Predomínio de formações xistentas e formações diorítico-gábricas	12,10	3	6
Sado em Moinho da Gamitinha	2721	Formações xistentas e diorítico-gábricas e porfíricas em 60% da bacia e formações greso-argilosas	6,80	16	9
Arade em Casa Queimada	214	Formações xistentas	13,30	3	9

Q<sub>max</sub> = caudal máximo de esgotamento

V<sub>max</sub> = volume máximo no reservatório de água subterrânea, calculado com base em Q<sub>max</sub>/k

A = área da bacia hidrográfica

Quadro 8.3 - Formações geológicas, constantes de proporcionalidade e reservas subterrâneas máximas susceptíveis de contribuir para o escoamento de base em algumas bacias hidrográficas portuguesas (Quintela, 1967)

\*

## 8.10 - HUMIDADE NO SOLO DAS BACIAS HIDROGRAFICAS

O conteúdo de água de um solo abaixo do teor de humidade que corresponde à curva característica de humidade é apenas esgotável por evaporação directa do solo, por evapotranspiração ou por incorporação no tecido das plantas.

O conhecimento das quantidades máximas de água no solo envolvíveis apenas nesses processos é muito útil para o estabelecimento de balanços hídricos aproximados que se tenham de realizar.

Quintela (1967) avaliou essas quantidades, que designou por reserva máxima de humidade, em algumas bacias portuguesas (Quadro 10.4).

Bacia hidrográfica	Reserva máxima de humidade (mm)
Paiva em Castro Daire	289
Mondego em Ponte da Tábua	239
Raia em Cabeção	120
Odivelas em Odivelas	80
Arade em Casa Queimada	107

Quadro 8.4 - Reserva máxima de humidade em bacias hidrográficas portuguesas (Quintela, 1967)

Os valores para as reservas de humidade obtidos por Hipólito nas bacias comuns aos dois estudos são 120 mm e 80 mm, respectivamente para as bacias do rio Paiva e da ribeira de Odivelas. Note-se que neste último estudo os valores apontados não incluem a intercepção e a retenção superficiais.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BEAR, J. (1972). "Dynamics of Fluids in Porous Media". American Elsevier. Environmental Science Series.
- EAGLESON, P. S. (1970). "Dynamic Hydrology". McGraw-Hill.
- HILLEL, D. (1980). "Applications of Soil Physics". Academic Press.
- HIPÓLITO, J. N. (1985). "NWSIST: Um Sistema de Simulação Contínua de Processos Hidrológicos". I.S.T.
- QUINTELA, A. C. (1967). "Recursos de Águas Superficiais em Portugal Continental". I.S.T.

## CAPÍTULO 9

AVALIAÇÃO DO ESCOAMENTO ANUAL  
A PARTIR DE ELEMENTOS CLIMÁTICOS

## 9.1 - INTRODUÇÃO

Dispõe-se hoje de modelos baseados na equação geral do balanço hidrológico que, a partir de grandezas climáticas, permitem avaliar o escoamento em intervalos de tempo curtos (dias e fracções do dia) numa secção de um rio. Torna-se necessário que esses modelos tenham sido calibrados em períodos em que haja observações do caudal. A calibração consiste em determinar parâmetros característicos da bacia.

Os modelos são relativamente complexos e exigem a utilização de meios potentes de cálculo automático. A sua análise está fora do âmbito deste curso.

Neste capítulo apresentam-se expressões de validade regional ou universal para avaliar o escoamento médio anual a partir da precipitação média anual e da temperatura média anual na bacia.

Analisa-se ainda a regressão do escoamento anual sobre a precipitação anual numa dada bacia, tendo em vista extrapolar a série do escoamento anual da bacia a partir da série, usualmente mais longa, da precipitação anual ou aplicar a equação de regressão a uma bacia de características análogas para avaliar o respectivo escoamento anual.

A associação dos parâmetros das equações de regressão obtidas para as várias bacias às características fisiográficas e climáticas permite estimar a equação de regressão aplicável

a uma bacia qualquer dessa região.

## 9.2 - RELAÇÕES HIDROMETEOROLÓGICAS REGIONAIS E UNIVERSAIS

Relativamente a um período de vários anos, a diferença entre a precipitação sobre uma bacia,  $P$ , e o escoamento na secção final do curso de água,  $H$ , designa-se por défice de escoamento,  $D$ , e pode considerar-se igual à perda de água por evapotranspiração,  $E$ , como resulta da equação do balanço hidrológico referente a valores médios anuais

$$\bar{P} - \bar{H} = \bar{D} = \bar{E}$$

O défice de escoamento, sendo igual à evapotranspiração real, depende da evapotranspiração potencial e da quantidade de água disponível para a evapotranspiração, que são funções das características climáticas e fisiográficas da bacia.

Assim, para várias bacias cujas características sejam semelhantes à excepção da precipitação, é possível relacionar os valores médios anuais do défice de escoamento e da precipitação (ou, em virtude da expressão anterior do balanço hidrológico, directamente os valores médios anuais do escoamento e da precipitação). Para considerar diferenças climáticas, a temperatura média anual do ar é introduzida como parâmetro destas relações.

O andamento da curva que, nestas condições, traduza a variação do valor médio anual do défice de escoamento,  $\bar{D}$ , com o valor médio anual da precipitação,  $\bar{P}$  - Fig. 9.1 - deve obedecer às duas condições seguintes:

- o défice de escoamento iguala a precipitação ( $\bar{D} = \bar{P}$ ), ou seja o escoamento anual é nulo ( $\bar{H} = 0$ ), enquanto a precipitação for inferior a um limite  $P_0$ ;

- o d efice de escoamento, n ao podendo ultrapassar a evapotranspira ao potencial por maior que seja a precipita ao, torna-se constante e igual a  $D_m$ , quando a precipita ao excede um limite  $P_m$  (acima de  $P_m$ , a varia ao de  $\bar{H}$  com  $\bar{P}$    representada por um segmento de recta de coeficiente angular igual   unidade).

KELLER, em 1906, apresentou um gr afico em que marca-  
ra os pontos relativos a valores m edios anuais do escoamento e  
da precipita ao, observados em bacias da Europa Central, (SCHOELLER,  
1962), tendo verificado que os pontos se concentravam junto da  
recta de equa ao

$$\bar{H} = 0,942 \bar{P} - 405$$

a qual implica a seguinte rela ao entre  $\bar{D}$  e  $\bar{P}$

$$\bar{D} = 0,058 \bar{P} + 405$$

sendo as grandezas  $\bar{H}$ ,  $\bar{P}$  e  $\bar{D}$  expressas em mil metros.

O trabalho publicado por KELLER foi, na  epoca, de  
grande import ncia por permitir avaliar, pelas rela oes obtidas  
e a partir da precipita ao, o escoamento anual m edio em bacias  
de caracter sticas id nticas  s estudadas em que n ao se dispunha  
de observa oes do caudal.

Mais modernamente, WUNDT (1937), LANGBEIN et alia (1949)  
e TURC (1951), partindo de observa oes em bacias situadas em re-  
gi es de climas diferentes, obtiveram diagramas de varia ao do  
escoamento (WUNDT e LANGBEIN) e do d efice de escoamento (TURC)  
em fun ao da precipita ao (valores m edios anuais), figurando a

temperatura como parâmetro.

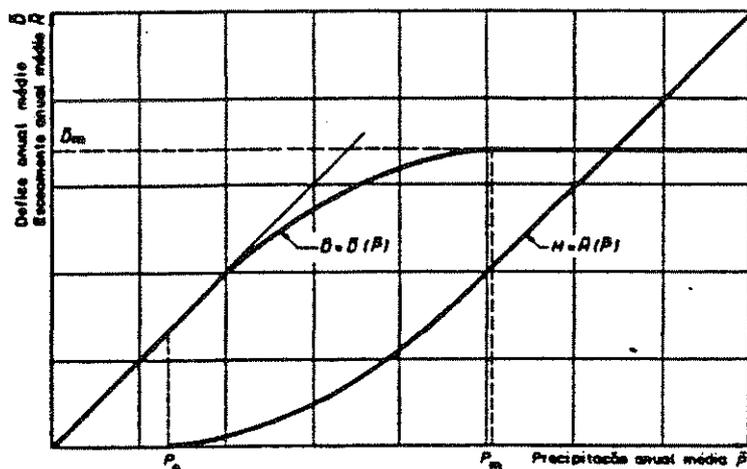


Fig. 9.1 - Relações  $\bar{D} = \bar{D}(\bar{P})$  e  $\bar{H} = \bar{H}(\bar{P})$  para temperatura média anual do ar constante.

Enquanto WUNDT e TURC consideram a temperatura média anual, LANGBEIN entra anual ponderada com a precipitação mensal ( $t_p = \sum t_i P_i : \sum P_i$  em que  $t_i$  e  $P_i$  são a temperatura e a precipitação mensais), o que tem interesse de conferir maior peso às temperaturas nos meses com precipitação mais alta nos quais há maior oportunidade para a evapotranspiração.

As curvas dos diagramas de Wundt e de Langbein têm o andamento representado pela Fig. 9.1 para a relação  $\bar{H} = \bar{H}(\bar{P})$ .

Partindo de observações realizadas em 254 bacias hidrográficas, sujeitas a diferentes climas, na Europa, na América, em África e em Java, TURC (1951; 1954/55) apresentou uma

fórmula, hoje muito difundida, que relaciona os valores médios anuais do déficit de escoamento, da precipitação e da temperatura:

$$\bar{D} = \sqrt{\frac{\bar{P}^2}{0,9 + \frac{\bar{P}^2}{L^2}}} \quad (\text{válida para } \bar{P}^2/L^2 > 0,1)$$

em que é

$$L = 300 + 25 t + 0,05 t^3$$

Nas expressões anteriores as grandezas  $\bar{D}$ ,  $\bar{P}$  e  $L$  são expressas em mm e  $t$  em  $^{\circ}\text{C}$ .

Para uma temperatura média anual constante, o déficit de escoamento iguala a precipitação (escoamento nulo) desde que seja  $\bar{P}^2/L^2 < 0,1$ ; aumenta com a precipitação de acordo com a fórmula citada, para  $\bar{P}^2/L^2 > 0,1$ , tendendo para um limite  $L$ , que Turc designou como poder evaporante da atmosfera.

A fórmula de Turc traduz-se pelo ábaco da Fig.9.2 .

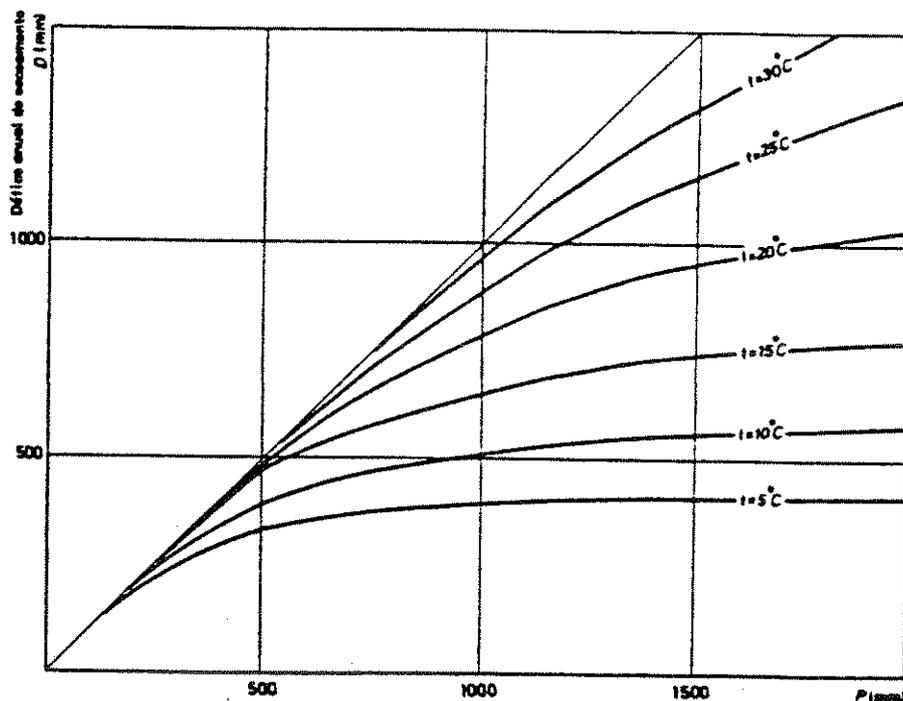


Fig. 9.2 - Ábaco da fórmula de Turc.

Turc comparou ainda os desvios entre valores do  $\bar{d}_e$  fice de escoamento, observados e calculados por aquela fórmula, em valor absoluto e em valor relativo, para as 254 bacias estudadas, tendo verificado que é:

- em 53% dos casos,  $|\bar{D}_{obs} - \bar{D}_{cal}| < 40 \text{ mm}$ ,
- em 66% dos casos,  $|\bar{D}_{obs} - \bar{D}_{cal}| < 0,2 \bar{D}_{cal}$ ,
- em 43% dos casos,  $|\bar{D}_{obs} - \bar{D}_{cal}| < 0,1 \bar{D}_{cal}$ .

Convém ter presente que a boa qualidade do ajustamento entre valores observados e calculados do  $\bar{d}_e$  fice do escoamento anual médio, que acima está evidenciada, é de certo modo ilusória. De facto, em zonas de baixa precipitação em que o  $\bar{d}_e$  fice,  $\bar{D}$ , excede largamente o escoamento,  $\bar{H}$ , a um desvio relativo do  $\bar{d}_e$  fice de somente 10% pode corresponder um desvio relativo do escoamento de 100% e maior.

### 9.3 - REGRESSÃO DO ESCOAMENTO ANUAL SOBRE A PRECIPITAÇÃO ANUAL

Desde que o início do ano hidrológico seja escolhido de modo que as reservas de água de uma bacia hidrográfica nessa época sejam praticamente constantes em anos sucessivos, a equação do balanço pode escrever-se, para cada ano hidrológico, sob a forma

$$P - H = E = D$$

Muitas vezes, utiliza-se a noção de coeficiente de escoamento anual: relação entre o escoamento anual e a precipitação sobre a respectiva bacia. Para o estudo de relações entre valores anuais do escoamento e da precipitação numa dada bacia, a consideração de d efice de escoamento   prefer vel   de coeficiente de escoamento, pois tem o primeiro uma raz o fenomenol gica (   igual   evapotranspira o ) e varia de ano para ano muito menos que o segundo.

O d efice de escoamento referido ao ano hidrol gico, sendo coincidente com a evapotranspira o real, depende da precipita o, pelo que, segundo a equa o anterior, o escoamento tamb m depende da precipita o.

Esta depend ncia  , por m, afectada por grande n mero de factores, sendo, em geral, a distribui o da precipita o no tempo o mais importante.

N o pode, pois, esperar-se que para uma bacia hidrogr fica a varia o dos valores anuais do d efice de escoamento (ou do escoamento) com os da precipita o seja regulada por uma rela o funcional. A depend ncia entre o escoamento e a precipita o anual   uma depend ncia estat stica: para um da do valor da precipita o ter-se-  uma distribui o de valores do escoamento. Poder , portanto, recorrer-se   an lise de regress o para avaliar o escoamento anual a partir da precipita o anual - regress o simples.

Interessa, assim, determinar para uma bacia hidrogr fica, a equa o de regress o do escoamento anual sobre a precipita o anual, a qual exprime, em fun o de um valor da precipita o, o valor m dio da respectiva distribui o do escoamento.

A equação de regressão, calculada a partir dos valores observados do escoamento anual e da precipitação anual numa bacia, num determinado período, pode ser utilizada para a avaliação do escoamento anual na mesma bacia num período em que se conheça somente a precipitação. É ainda possível utilizar essa equação para estimar o escoamento anual, a partir da precipitação anual, outra bacia cujas características, à excepção da precipitação, sejam análogas às da primeira.

Os desvios entre os valores do escoamento anual, observados e calculados pela equação de regressão do escoamento sobre a precipitação, são o resultado de variados factores e podem ser diminuídos se forem adoptadas equações de regressão múltiplas em que, para além da precipitação, sejam considerados esses factores. O factor de maior importância é, em geral, a distribuição da precipitação no ano e pode ser considerado por meio de equações de regressão simples e múltiplas.

As considerações formuladas relativamente à relação  $\bar{H} = \bar{H}(\bar{P})$  representado na Fig. 9.1 devem estar presentes na escolha do tipo da equação de regressão a adoptar para exprimir o valor  $\bar{H}$  que toma, em média, o escoamento anual para um dado valor  $\bar{P}$  da precipitação anual sobre a bacia respectiva.

Estas considerações sugerem, para equações de regressão do escoamento anual sobre a precipitação anual, a adopção de equações parabólicas com validade até ao limite superior em que o coeficiente angular da tangente à curva respectiva atinja a unidade. Poderá ainda adoptar-se a equação de regressão da forma  $H = b_1 P - a_1$  (que tem a vantagem da simplicidade) se a variação parabólica não diferir substancialmente, no troço em consideração, da variação linear.

Como equação parabólica tem sido frequentemente adopta-

da a do tipo

$$H = b_2 P^2 - a_2$$

Os parâmetros  $a_1$  e  $a_2$  deverão ser positivos, para atender à primeira das considerações atrás referidas.

Dados  $n$  pares de valores do escoamento anual e da precipitação anual numa bacia, a determinação dos parâmetros da equação  $H = b_1 P - a_1$  é feita pelo método dos mínimos quadrados, aplicado a uma equação linear simples  $x_1 = c_1 + c_2 x_2$ .

A equação  $H = b_2 P^2 - a_2$  pode converter-se numa equação linear simples mediante a transformação  $X_2 = P^2$ .

#### 9.4- ANÁLISE REGIONAL DE PARÂMETROS DE REGRESSÃO DO ESCOAMENTO ANUAL SOBRE A PRECIPITAÇÃO ANUAL. CARTAS DE ISOLINHAS DO ESCOAMENTO ANUAL E DA EVAPOTRANSPIRAÇÃO REAL E ANUAL

Podem determinar-se equações de regressão do escoamento anual sobre a precipitação anual em diferentes bacias hidrográficas de uma região e associar os parâmetros dessas equações a características climáticas e fisiográficas dessas bacias. Torna-se, assim, possível estimar a equação de regressão relativa a uma bacia qualquer da região sem observações hidrométricas e avaliar o escoamento nos anos em que se conheça a precipitação.

Um procedimento deste tipo foi seguido por QUINTELA (1967) que determinou equações lineares de regressão do escoamento anual sobre a precipitação anual em quinze bacias hidrográficas portuguesas. Com base nas mesmas, foram definidas relações lineares válidas em média em Portugal entre o escoamento anual e a precipitação anual (Fig. 9.3), as quais apresentam

como parâmetros:

- a precipitação anual,
- a temperatura média anual,
- o grupo de solos.

A precipitação anual foi incluída como parâmetro visto que a consideração de várias relações lineares (para a mesma temperatura média anual e o mesmo grupo de solos) equivale a substituir por segmentos de recta a curva que relaciona em média o escoamento anual e a precipitação anual cujo andamento é análogo ao da relação  $\bar{H} = \bar{H}(\bar{P})$  da Fig. 9.1 Aliás, as rectas de regressão obtidas por QUINTELA apresentam, em geral, o coeficiente angular crescente com a precipitação média anual na respectiva bacia.

A temperatura média anual exerce uma influência muito acentuada nas referidas relações porque dela depende a evapotranspiração potencial; foram consideradas três classes da temperatura média anual

$$t > 14^{\circ}\text{C}; \quad 14^{\circ}\text{C} > t > 12^{\circ}\text{C}; \quad t \leq 12^{\circ}\text{C}$$

As características do solo, por sua vez, influem, em conjugação com a repartição da precipitação ao longo do ano e com a evapotranspiração potencial, na quantidade de água que abandona anualmente a bacia por evapotranspiração. Uma classificação dos solos quanto à sua aptidão para produzir diferente escoamento anual, em igualdade dos restantes factores do escoamento, deve atender simultaneamente à capacidade de infiltração

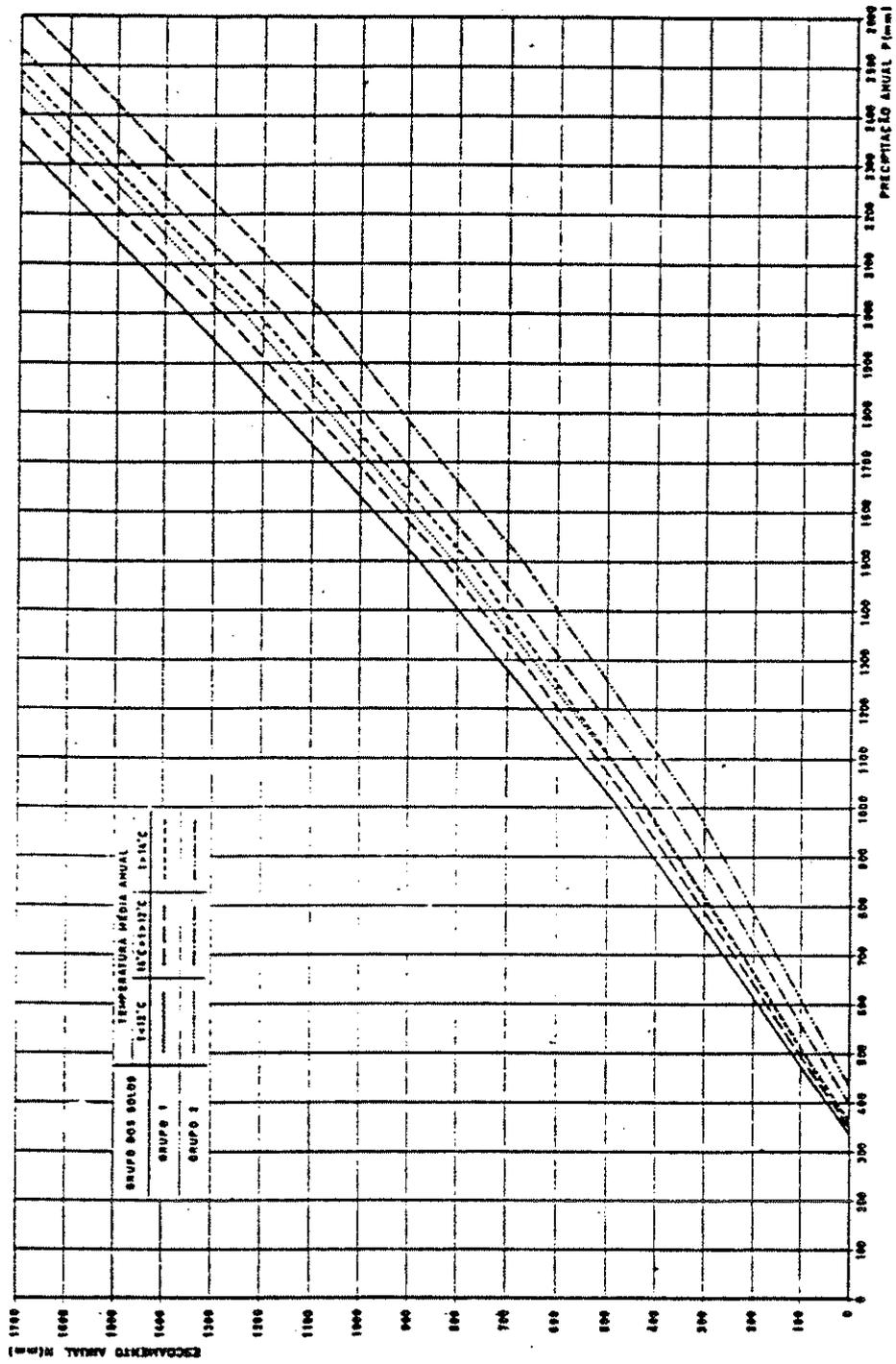


Fig. 93 - Relações médias em Portugal entre o escoamento anual e a precipitação anual.

e a quantidade de água acumulável na zona de água do solo para um teor igual à capacidade utilizável. Em efeito, a capacidade de infiltração, conjugada com a intensidade da precipitação, regula a repartição da água precipitada entre a água de escoamento superficial e a água de infiltração; a referida quantidade de água acumulável no solo representa aproximadamente a quantidade máxima de água que, durante os períodos sem precipitação, pode ser devolvida à atmosfera e perder-se, portanto, para o escoamento.

A classificação hidrológica dos solos, utilizada por Quintela, para as relações entre o escoamento anual e a precipitação anual, compreende dois grupos:

Grupo 1 - Solos dando origem a escoamento anual médio a elevado.

Grupo 2 - Solos dando origem a escoamento anual de médio a baixo.

A carta de isolinhas do escoamento médio anual em Portugal - foi obtida por transformação dos valores da precipitação média anual das isolinhas mediane a utilização das relações mencionadas (Fig. 9.3).

A aplicação destas relações exigiu a delimitação prévia, numa carta de isotérmicas médias anuais, das zonas correspondentes a cada uma das classes de temperaturas consideradas e, numa carta de solos, das zonas correspondentes a cada um dos dois grupos de solos.

Obtiveram-se assim, segmentos de isolinhas do escoamento médio anual com descontinuidades no limite das zonas delimitadas, tendo sido traçadas, por interpolação, as isolinhas do es-

escoamento médio anual correspondentes a valores de 25; 50; 100; 150; 200; 300; 400; 600; 800; 1000; 1400; 1800; 2200 mm.

Este traçado foi corrigido nas bacias dos cursos de água em que se dispunha da estimativa directa da média do escoamento anual, tendo-se procurado com essa correcção que aquela estimativa se aproximasse do valor do escoamento correspondente às isolinhas.

A carta de isolinhas da evapotranspiração real anual média - foi obtida de modo análogo à das isolinhas do escoamento anual médio. A transformação dos valores das isolinhas da precipitação média anual em evapotranspiração real média anual foi realizada por meio de relações que se obtêm directamente da Fig. 35 pois que, conhecido o escoamento anual em função da precipitação média anual, também se conhece a evapotranspiração real anual (diferença entre o escoamento anual e precipitação anual).

Não se procedeu à correcção do traçado das isolinhas da evapotranspiração real nas bacias em que o valor daquela grandeza pode ser obtido directamente pela diferença entre os valores observados da precipitação e do escoamento. Com efeito, sendo as medições destas grandezas realizadas com erros, a avaliação da evapotranspiração real por diferença pode ser afectada de apreciável erro relativo.

## BIBLIOGRAFIA

- LANGBEIN, W. B. et alia (1949) - Annual Runoff in the United States. Geol. Surv. Circ. 52, Washington.
- QUINTELA, A. (1967) - Recursos de Águas Superficiais em Portugal Continental. Tese de doutoramento. Instituto Superior Técnico. Lisboa.
- SCHOELLER, H. (1962) - Les Eaux Souterraines. Masson & Cie. Paris.
- TURC, L. (1951) - Nouvelle formule pour le calcul du bilan de l'eau en fonction des valeurs moyennes annuelles des précipitations et de la température. C.R. Acad. Sci., T. 233, pp. 633-635. Paris.
- WUNDT, W. (1937) - Beziehungen zwischen den Mittelwerten von Niederschlag, Abfluss, Verdunstung und Lufttemperatur für die Landflächen der Erde. Deutsche Wasserwirtschaft, 32, N<sup>o</sup> 5-6, Berlin.

## CHEIAS EM RIOS

## 10.1 CONCEITOS E OBJECTIVOS

O conceito de cheia, embora de utilização corrente, não é em geral, apresentado de forma rigorosa. Alguns autores consideram a ocorrência de cheia num rio quando o caudal ultrapassa um determinado múltiplo (por vezes, o quántuplo) do módulo.

As cheias são frequentemente classificadas de ordinárias ou excepcionais. Segundo o Serviço Hidrográfico Italiano (TONINI 1966), diz-se ordinária uma cheia em que o valor máximo atingido pelo caudal (ou pela altura de água) numa dada secção de um rio seja inferior ou igual ao correspondente valor que é ultrapassado em 75% dos anos; de contrário, a cheia é classificada de excepcional.

Estudam-se neste capítulo as cheias que resultam da precipitação, não se considerando as que têm outras causas, como por exemplo a fusão da neve e a rotura de barragens, naturais ou artificiais.

O estudo das cheias intervem em numerosas actividades da engenharia hidráulica e do ordenamento do território, como sejam:

- dimensionamento hidráulico dos órgãos de segurança de albufeiras, de pontes, de aquedutos e de colectores e de outras estruturas de drenagem pluvial;
- planeamento e projecto de obras de defesa contra inundações (dimensionamento de leitos, de diques de protecção e de albufeiras ou bacias de amortecimento);
- delimitação de zonas inundáveis, em função do respectivo risco;
- operação de sistemas de protecção contra cheias, incluindo a exploração de albufeiras de amortecimento e o aviso de populações, com base na previsão de cheias em tempo real.

Consoante o problema em estudo, poderá bastar conhecer o caudal máximo ou ser imprescindível o conhecimento do hidrograma de cheia.

A estimação do caudal máximo de cheia ou do hidrograma res

pectivo pode ser de dois tipos (CORREIA 1983):

- avaliação, em que as estimativas são associadas a dado período de retorno ou correspondem à ocorrência de chuvadas com determinadas características e em condições pré-fixadas;
- previsão, que é acompanhada da informação de quando se prevê que ocorram as estimativas realizadas.

A previsão só pode actualmente ser feita com antecedência que varia entre algumas horas e alguns dias (previsão a curto prazo).

A previsão de cheias numa secção de um curso de água baseia-se na previsão meteorológica na respectiva bacia hidrográfica ou nas observações hidrométricas em secções a montante, ou em ambas.

Se os dados hidrológicos para a previsão são teletransmitidos e processados imediatamente, com vista ao controlo automático de órgãos hidráulicos ou ao processamento de operações previamente planeadas, a previsão diz-se em tempo real.

## 10.2\_HIDROGRAMA DE CHEIA. PRECIPITAÇÃO ÚTIL

Se a cheia num curso de água é provocada por uma chuvada isolada, o hidrograma cronológico do caudal durante a cheia em qualquer secção desse curso de água - hidrograma da cheia na secção respectiva - apresenta um ramo ascendente até um pico ou ponta e um ramo descendente.

Na Fig. 10.1 apresenta-se um hidrograma-tipo de cheia, que resultou da subtracção do caudal de base ao hidrograma observado. Esse diagrama respeita, portanto, ao escoamento directo.

O volume do escoamento directo é representado pela área

subtendida pelo hidrograma da Fig. 10.1 . A altura de água que re

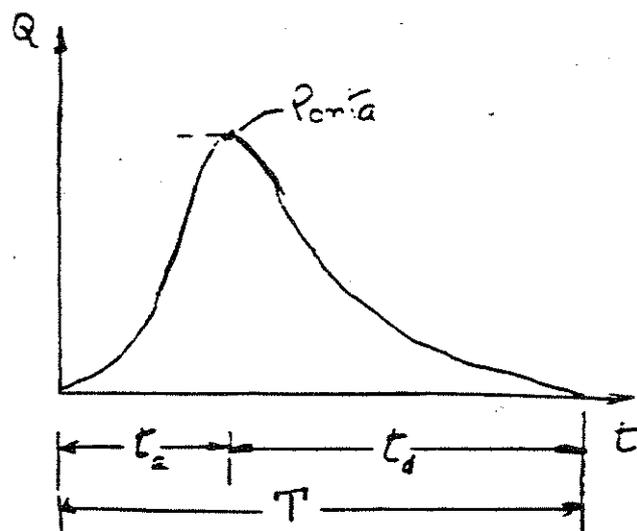


Fig. 10.1 - Hidrograma de cheia (escoamento directo).

sultaria de se distribuir o volume do escoamento directo uniformemente sobre a projecção em planta da bacia hidrográfica é designada por precipitação útil, precipitação efectiva ou precipitação em excesso.

A diferença entre a precipitação (real),  $P$ , e a precipitação útil,  $P_0$ , representa as perdas para o escoamento directo, que são provocadas pela retenção superficial (intercepção, armazenamen<sub>to</sub> nas depressões do solo e evapotranspiração durante a chuvada) e pela infiltração.

Os intervalos de tempos entre o início do escoamento directo e o instante da ocorrência da ponta e entre esta e o fim do escoamento directo designam-se respectivamente por tempo ascendente,  $t_a$ , e tempo descendente,  $t_d$ , da cheia. A duração do escoamento directo é a duração da cheia,  $T$ .

### 10.3- FACTORES DAS CHEIAS

Os principais factores que influenciam os hidrogramas de cheias podem ser classificados em três grupos:

- a) área, forma e relevo da bacia hidrográfica e características da rede hidrográfica (densidade, capacidade de transporte e armazenamento);
- b) temperatura, características e estado do solo, cobertura vegetal e volume de água armazenado na bacia hidrográfica no início da precipitação (na rede hidrográfica e à superfície e no interior do solo);
- c) distribuição temporal e espacial da precipitação.

Os factores do grupo a) e alguns do grupo b) determinam o tempo de concentração,  $t_c$ , que se define como o tempo que a gota de água da precipitação que cai no ponto da bacia hidrográfica cinematicamente mais afastado da secção de jusante leva a atingir esta secção. O tempo de concentração é um parâmetro de grande importância no estudo das cheias, como se verá a seguir nesta alínea.

Os factores do grupo b) condicionam as perdas da precipitação para o hidrograma da cheia correspondente ao escoamento directo, se bem que uma parte da água perdida possa passar na secção de jusante da bacia após a cheia.

Os factores do grupo c) condicionam directamente os hidrogramas de cheia.

A partir da consideração do tempo de concentração, analisa-se em seguida a influência que a duração da precipitação exerce no hidrograma de cheia e mostra-se porque o caudal específico de ponta de cheia,  $q$ , (quociente entre o caudal de ponta\* e a área da bacia hidrográfica,  $q = \frac{Q}{A}$ ) com um dado período de retorno diminui, em geral, para jusante, ou seja, com o aumento da área da bacia hidrográfica. Esta diminuição só não tem lugar na presença de condições anómalas da bacia hidrográfica, como sejam a verificação de muito elevados gradientes espaciais da precipitação e a existência de grande capacidade de armazenamento superficial, devida a uma vasta superfície inundável ou a uma albufeira.

---

\* Utiliza-se como notação ao caudal de ponta  $Q_p$  ou  $Q$ .

Considere-se uma bacia hidrográfica dividida em quatro zonas, A, B, C e D, de igual área,  $A_0$ , limitadas por linhas isócronas (uma linha isócrona é o lugar geométrico dos pontos a que correspondem iguais durações do trajecto das partículas de água entre esses pontos e a secção de jusante da bacia). Admita-se ainda que, para as isócronas consideradas, as durações dos trajectos são  $t_c/4$ ,  $2t_c/4$  e  $3t_c/4$  - Fig. 10.2.

Nestas condições, pode determinar-se facilmente o hidrograma da cheia provocada por uma precipitação de intensidade constante,  $I$ , desde que se considerem, por simplificação, as seguintes hipóteses adicionais:

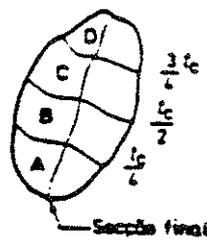
- a retenção superficial e a infiltração são nulas;
- o escoamento superficial (sobre o terreno) e escoamento fluvial iniciam-se e cessam simultaneamente com a alimentação, não sendo influenciados pelo armazenamento da água em trânsito (detenção superficial).

Com efeito, o caudal na secção de jusante da bacia hidrográfica,  $Q$ , num dado instante,  $t$ , poderia, então, calcular-se por  $Q = I A_t$ , sendo  $A_t$  a área da parte da bacia hidrográfica que nesse instante contribuiria para o caudal  $Q$ .

Para as hipóteses mencionadas determinam-se em seguida os hidrogramas das cheias resultantes de chuvadas com uma mesma intensidade constante,  $I$ , e durações  $t_1$ ,  $t_2$  e  $t_3$  que sejam respectivamente inferior, igual e superior ao tempo de concentração,  $t_c$  (note-se que os períodos de retorno correspondentes são necessariamente diferentes, uma vez que a intensidade da precipitação é a mesma).

O andamento dos hidrogramas de cheia é bem compreensível pelo exame da Fig. 10.2, onde se indicam as zonas que, em dados instantes, contribuem para o caudal na secção de jusante da bacia hidrográfica.

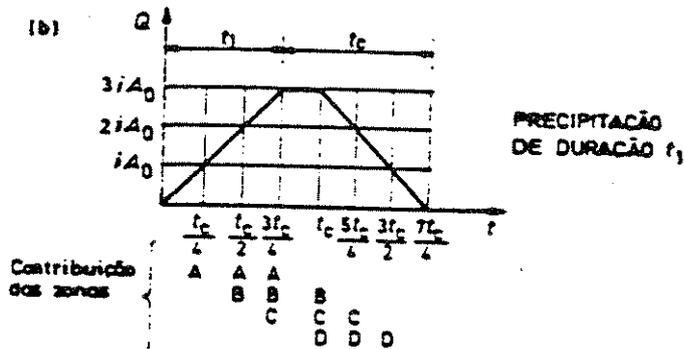
(a)



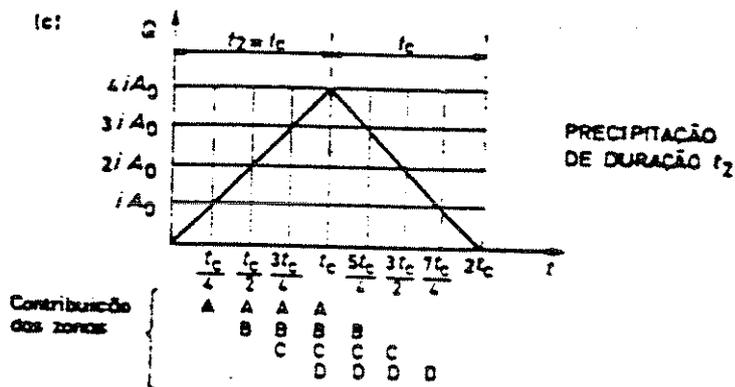
BACIA HIDROGRÁFICA E ISÓCRONAS

$A_0$  = Área de cada uma das zonas A, B, C e D

(b)



(c)



(d)

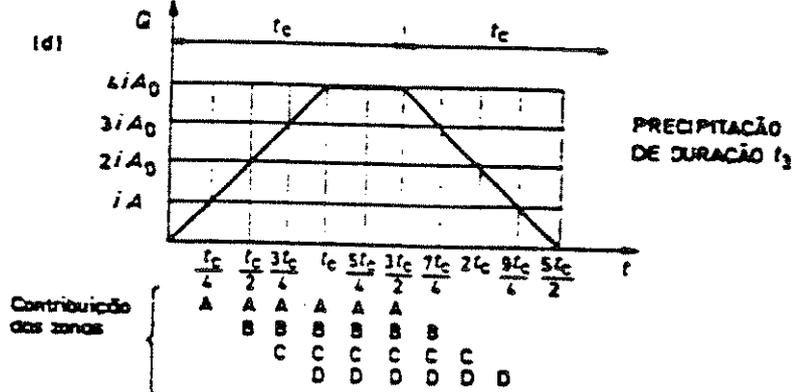


Fig. 10.2 - Isócronas (a) e influência da duração da precipitação (com intensidade constante) na forma dos hidrogramas, (b), (c) e (d).

Duração  $t_1 < t_c$  ( $t_1 = 3 t_c / 4$  neste exemplo)

A contribuição para o caudal na secção de jusante da bacia hidrográfica, nos instantes

$$t_c / 4 \qquad 2t_c / 4 \qquad 3t_c / 4$$

é dada, respectivamente, pelas zonas,

$$A \qquad A + B \qquad A + B + C$$

e os valores do caudal resultam, nas condições admitidas, iguais a

$$I A_0 \qquad 2 I A_0 \qquad 3 I A_0$$

Entre os instantes  $3 t_c / 4$  e  $t_c$ , a área total das zonas que contribuem para o caudal chegado à secção de jusante da bacia hidrográfica permanece invariável - Fig.10.2 (b).

Com efeito, no instante  $t_c$ , contribuem para o caudal as zonas B, C e D, de área total  $3 A_0$ , igual à da totalidade das zonas A, B e C, cuja contribuição se verificara no instante  $3 t_c / 4$ . Após o instante  $t_c$ , o caudal diminui e anula-se no instante  $7 t_c / 4$ .

Duração  $t_2 = t_c$

O caudal aumenta até ao instante  $t_c$  (onde o seu valor é  $4 I A_0$ ) e anula-se no instante  $2 t_c$  - Fig.12.2(c).

Duração  $t_3 > t_c$  ( $t_3 = 3 t_c / 2$  neste exemplo)

O caudal aumenta até ao instante  $t_c$  (onde o seu valor é  $4 I A_0$ ); permanece invariável entre  $t_c$  e o fim da precipitação (instante  $3 t_c / 2$ ); anula-se após o intervalo de tempo  $t_c$  contado a partir do fim da precipitação, ou seja no instante  $5 t_c / 2$  - Fig.10.2 (d).

Pode, assim, concluir-se que, em chuvadas com uma mesma intensidade constante, I, e para as hipóteses simplificadas admi-

tidas, o caudal de ponta na secção de jusante da bacia hidrográfi-  
ca aumenta com a duração da chuvada enquanto esta é inferior ao  
tempo de concentração e torna-se invariável para durações iguais  
ou superiores àquele tempo. Na realidade verificam-se perdas de  
água para o escoamento traduzido pelo hidrograma de cheia e, como  
a intensidade destas <sup>diminui a</sup> medida que a chuvada prossegue, pode obter-se  
um maior caudal de ponta para uma chuvada de duração superior a  
 $t_c$ . Há ainda a considerar o efeito, no mesmo sentido, da detenção  
superficial.

A análise anteriormente realizada permite também concluir  
que, nas condições <sup>simplicativas</sup> anteriores, o caudal de ponta de cheia numa mes-  
ma secção diminui com o aumento da duração da chuvada desde que  
seja constante o período de retorno (o que implica diminuir a in-  
tensidade média da precipitação com o aumento da duração). Consi-  
derem-se, para tanto, três chuvadas com valores da precipitação  
com o mesmo período de retorno e com durações

$$t_1 < t_c \qquad t_2 = t_c \qquad t_3 > t_c$$

e admita-se que a intensidade é constante em cada um deles, sendo,  
pois,

$$I_1 > I_2 \qquad I_2 \qquad I_3 < I_2$$

As áreas totais das zonas das bacias que no instante final  
da chuvada ( $t_1$ ,  $t_2$  ou  $t_3$ ) contribuem para o caudal são respectiva-  
mente

$$A_1 < A \qquad A_2 = A \qquad A_3 = A$$

e os valores do caudal de ponta

$$I_1 A_1 \qquad I_2 A \qquad I_3 A$$

onde  $A$  representa a área da bacia hidrográfica.

É possível então concluir que, supondo o período de retor-  
no constante, o caudal de ponta diminui com a duração da chuvada,  
se esta exceder o tempo de concentração, por ser  $I_2 A > I_3 A$ .

Por ser  $A_1 < A$  e  $I_1 > I_2$  não se pode comparar a priori  $I_1 A_1$  e  $I_2 A_2$ . No entanto, se se admitir que a precipitação com dado período de retorno varia com a duração da chuvada segundo uma lei do tipo  $P = at^n$  (com  $n > 0$ ) e que a área da bacia hidrográfica que contribui para o escoamento ao fim do tempo  $t_1$  (com  $t_1 \leq t_c$ ) é proporcional a  $t_1$ , conclui-se ser  $I_1 A_1 < I_2 A_2$ . Com efeito, de

$$I_1 = a t_1^{n-1} \quad \text{e} \quad A_1 = \frac{t_1}{t_c} A$$

resulta

$$I_1 A_1 = \frac{a A}{t_c} t_1^n$$

pelo que o caudal de ponta  $I_1 A_1$  cresce com  $t_1$  até o seu valor máximo  $t_1 = t_c$ .

Assim, nas condições admitidas (retenção superficial e detenção superficial nulas e intensidade constante em cada chuvada), pode considerar-se que, dos valores da precipitação sobre uma bacia hidrográfica com igual período de retorno, origina o maior caudal de ponta aquele que tem uma duração igual ao tempo de concentração (duração crítica e precipitação crítica). Esta hipótese é admitida nalguns métodos de determinação do caudal de ponta. Na realidade, o caudal de ponta máximo numa secção de um curso de água (para igual período de retorno da precipitação) pode ser produzido por uma chuvada de duração superior ao tempo de concentração, devido às perdas e ao efeito da detenção superficial.

A análise anterior permite ainda concluir que, em condições normais, o caudal específico de ponta de cheia num curso de água diminui para jusante. Com efeito, o caudal de ponta de cheia nas condições simplificadas mencionadas calcula-se por  $I A$  e o respectivo caudal específico por  $I$ . Este diminui para jusante como consequência do aumento do tempo de concentração, ou, em condições reais, na ausência de tais hipóteses simplificadas, do aumento da duração crítica da precipitação.

## 10.4 - MÉTODOS E CONCEITOS NA AVALIAÇÃO DE CAUDAIS DE CHEIA

### 10.4.1 - Classificação dos métodos de avaliação de caudais de cheia

Os métodos de avaliação de caudais de cheia podem classificar-se nos tipos que a seguir se indicam, acompanhados da informação que fornecem:

- métodos estatísticos (alínea 10.5): caudal de ponta, mais geralmente, ou caudal médio (ou, equivalente, volume escoado) num determinado intervalo de tempo, associado a uma dada probabilidade de ser excedido;
- fórmulas empíricas (alínea 10.6): caudal de ponta de cheia associado a uma dada probabilidade de ser excedido ou caudal de cheia máximo provável, QMP, cuja noção se apresenta em 12.4.2;
- hidrograma unitário (alínea 10.7): hidrograma de cheia correspondente a um diagrama de precipitação pré-fixado;
- métodos de estudo da propagação de cheias: hidrograma numa secção de um rio a partir do hidrograma da mesma cheia noutra secção (não tratados neste curso);
- modelos conceptuais: hidrograma correspondente a um diagrama de precipitação pré-fixado; podem ter um âmbito mais vasto do que o correspondente aos acontecimentos isolados que são as cheias (não tratados neste curso).

A existência de séries de caudais observados é indispensável para a aplicação de métodos estatísticos; pode ser dispensada, mediante o recurso à informação referente a bacias hidrográficas ou a trechos de rios com características análogas, na aplicação do método do hidrograma unitário, no estudo da propagação de cheias ou na utilização de modelos conceptuais.

A aplicação de alguns tipos de fórmulas empíricas (fórmulas empíricas cinemáticas), do método do hidrograma unitário e de modelos conceptuais exige a fixação prévia da precipitação, pelo que podem classificar-se de métodos hidrometeorológicos.

Na avaliação de cheias, pode em certos casos ter interesse associar alguns dos métodos referidos.

#### 10.4.2 - CAUDAIS DE CHEIA PROVÁVEIS E MÁXIMOS PROVÁVEIS

O valor de um caudal de cheia fornecido por um método estatístico é indissociável da probabilidade com o que o mesmo é excedido, ou seja, do respectivo período de retorno.

Em algumas aplicações de métodos hidrometeorológicos são avaliados caudais de cheias correspondentes a precipitações com um dado período de retorno. Importa ter presente que os períodos de retorno das precipitações e os dos caudais assim avaliados não têm de coincidir devido à forte influência que exercem no escoamento as condições de humidade do solo antecedentes de uma chuvada.

No dimensionamento de estruturas hidráulicas cuja insuficiência possa provocar perdas catastróficas é recomendável considerar o caudal de cheia máximo provável, QMP. Este caudal é o que resultaria da combinação mais crítica das condições que determinam o caudal de ponta numa secção. A probabilidade de este caudal ser excedido é diminuta, mas não quantificável.

A determinação do QMP pode ser feita mediante a aplicação de métodos hidrometeorológicos - mais usualmente o método do hidrograma unitário - que considere a precipitação máxima provável, PMP, ou de fórmulas empíricas deduzidas com base nas maiores cheias observadas.

## 10.5 - MÉTODOS ESTATÍSTICOS

### 10.5.1 - Objectivo

O objectivo da aplicação de métodos estatísticos no estudo das cheias é avaliar o caudal numa dada secção de um rio que tenha determinada probabilidade de ser excedido num ano, ou equiva<sup>l</sup>entemente, que esteja associado a determinado período de retorno.

Tal probabilidade é expressa por  $1-F(Q)$  em que  $F(Q)$  representa a função de distribuição do caudal máximo anual  $Q$ , que se relaciona com o período de retorno pela expressão seguinte:

$$T(Q) = \frac{1}{1-F(Q)}$$

Os caudais que mais usualmente são objecto de análise estatística são caudais instantâneos, mas podem também ser caudais médios com duração pré-fixada (dia ou mês, ou grupo de dias ou de meses consecutivos). Com efeito, para a determinação do caudal de dimensionamento do evacuador de cheias de uma albufeira em que haja amortecimento das ondas de cheia, não basta conhecer o caudal de ponta (caudal máximo instantâneo), mas torna-se necessário dispor do hidrograma da cheia ou de caudais médios com diferentes durações (associados a um dado período de retorno),

### 10.5.2 - Nota histórica

O primeiro tratamento estatístico dos caudais de cheia deve-se a FULLER 1913 que, para relacionar o caudal instantâneo,  $Q$ , com o respectivo período de retorno,  $T$ , propôs a seguinte expressão:

$$Q = Q_0 (1 + 0,8 \log T)$$

em que  $Q_0$  representa a média dos caudais instantâneos máximos anuais observados.

Fuller propôs também uma expressão para relacionar  $Q_0$  e  $Q_g$  (média dos caudais médios diários máximos anuais), a qual, depois

da transformação de unidades, toma a forma

$$Q_0 = Q_g (1 + 2,66 A^{-0,3})$$

sendo os caudais  $Q_0$  e  $Q_g$  expressos em metros cúbicos por segundo e a área da bacia hidrográfica  $A$ , expressa em quilómetros quadrados. O valor de  $Q_g$  pode, segundo Fuller, estimar-se por

$$Q_g = C A^{0,8}$$

sendo  $C$  um coeficiente regional.

Giulio Supino em 1934 (in SUPINO 1960) apresentou a seguinte variante da fórmula de Fuller

$$Q = \alpha + \beta \log T$$

e considerou  $\alpha$  e  $\beta$  como parâmetros a serem determinados a partir da amostra dos  $n$  valores máximos anuais do caudal instantâneo numa secção. Para tanto, ordenou os valores por ordem decrescente, tendo atribuído o período de retorno  $T=n/i$  ao caudal de ordem  $i$ .

É interessante notar que a equação anterior traduz muito aproximadamente, para  $T > 10$ , a lei de Gumbel, pois a graduação do período de retorno segundo tal lei aproxima-se muito da graduação logarítmica.

### 10.5.3 - Modelos aplicáveis

A análise estatística dos caudais de cheia pode incidir em amostras constituídas por séries dos máximas anuais ou por séries de duração parcial (máximos independentes acima de uma limiar pré-fixado).

As séries dos máximos anuais têm uma utilização, muito mais difundida e são obtidas dos registos com muito maior facilidade do que as séries de duração parcial, não se abordando neste curso a análise estatística destas últimas séries.

Os modelos probabilísticos, ou seja os tipos de funções de distribuição, que mais usualmente são adoptados para representar a distribuição dos caudais de cheia são:

- a distribuição assintótica de extremos tipo 1 (lei de Gumbel);
- a lei logarítmico-normal, de dois ou de três parâmetros;
- a lei de Pearson tipo 3;
- a lei logarítmica de Pearson tipo 3;
- a lei gama.

De entre as leis também utilizadas para a finalidade referida e não incluídas na lista anterior, menciona-se a distribuição assintótica de extremos tipo 2 (lei de Fréchet) que fornece, em geral, estimativas consideradas excessivas, para períodos de retorno elevados.

O U.S. Water Resources Council (WRC) com vista a propor um método único para a análise estatística de caudais instantâneos máximos anuais em todo o território dos E.U.A., promoveu um estudo em que as leis gama (de dois e de três parâmetros), de Gumbel, de Fréchet, logarítmico-normal de dois parâmetros <sup>e logarítmica</sup> de Pearson tipo 3 foram aplicadas às séries de máximos anuais dos caudais instantâneos observados em 300 estações hidrométricas. Com base nesse estudo, o WRC recomendou em Guidelines For Determining Flood Flow Frequency (WRC 1977) a adopção da lei logarítmica de Pearson tipo 3 para representar a distribuição dos caudais instantâneos máximos anuais nos E.U.A.. Segundo o procedimento preconizado, a média e o desvio-padrão dos logaritmos dos caudais (dois dos três parâmetros da referida lei) são estimados directamente a partir da respectiva amostra (ou série). O terceiro parâmetro (coeficiente de assimetria dos logaritmos dos caudais), devido à pequena precisão das estimativas obtidas directamente a partir de séries curtas é calculado do seguinte modo:

- por estimação directa, se for  $n > 100$  (sendo  $n$  o número de anos da série);
- por leitura do mapa de isolinhas do coeficiente de assimetria, se for  $n < 25$ ;
- por ponderação entre a estimativa directa e o valor do

mapa de isolinhas se for  $25 < n < 100$ , sendo os coeficientes de produção respectivamente  $(n-25)/75$  e  $1-(n-25)/75$ .

No mapa de isclinhas do coeficiente de assimetria dos logaritmos dos caudais instantâneos máximos anuais, nos E.U.A. os valores extremos daquele coeficiente são - 0,4 e 0,7.

Segundo a mesma publicação, a seguir à lei logarítmica de Pearson tipo 3, merece preferência, para representar a distribuição de caudais instantâneos máximos anuais nos E.U.A., a lei logarítmico-normal de dois parâmetros (caso particular da lei anterior quando é nulo o coeficiente de assimetria dos logaritmos dos caudais).

Na República Federal da Alemanha, o Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau (DVWK) recomenda as leis logarítmicas de Pearson tipo 3, de Pearson tipo 3 e gama, consoante os valores das estimativas dos coeficientes de assimetria dos caudais e dos respectivos logaritmos.

Na U.R.S.S. é corrente a utilização da distribuição de Kritzky-Mentel que resulta da lei de Pearson tipo 3 mediante uma transformação exponencial (SOKOLOV, RANTZ e ROCHE 1976).

#### 10.5.4. - Aplicações em Portugal

HENRIQUES 1981 e 1984 e CORREIA 1983 estudaram sistematicamente a aplicação de métodos estatísticos a caudais de cheia em rios portugueses (máximos anuais de caudais instantâneos, o primeiro, e de caudais médios anuais diários, o segundo), podendo concluir-se desses estudos que a Lei de Pearson tipo 3 é a mais adequada para representar a distribuição dos referidos valores.

As estimativas do coeficiente de assimetria,  $g$ , dos caudais das 22 séries estudadas por HENRIQUES 1981, estão compreendidas no intervalo (- 0,55; 1,86) e têm como média 0,57, sendo cinco negativas. Os seus valores crescem em geral com o coeficiente de variação  $C_v$  - Fig. 10.3.

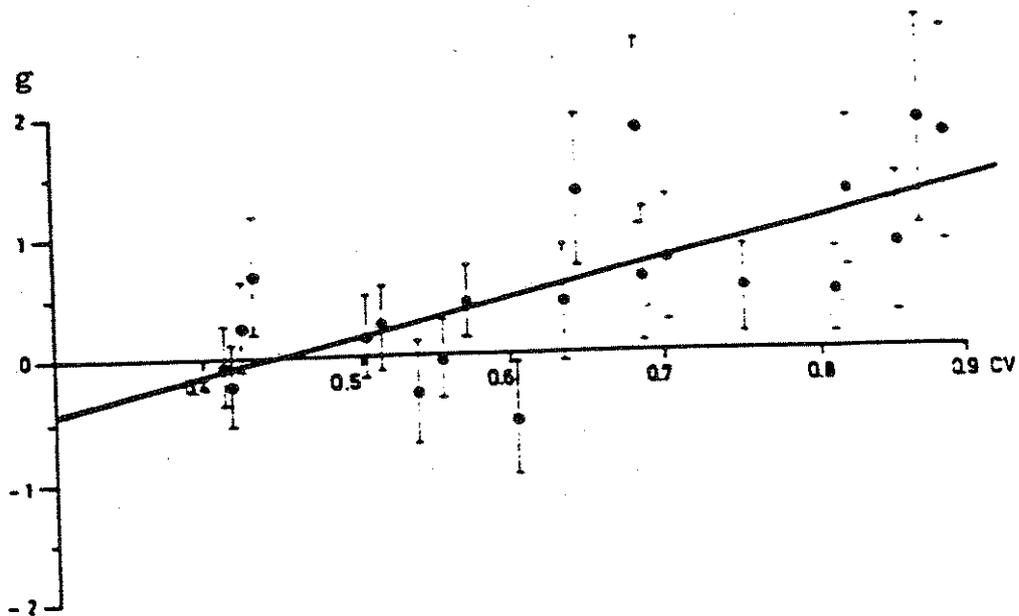


Fig. 10.3 - Estimativas dos coeficientes de assimetria dos caudais instantâneos máximos anuais em função das estimativas dos coeficientes de variação desses caudais (estimativas de HENRIQUES 1981). Regressão linear significativa,  $r=0,69$  (QUINTELA 1985). Assinaladas também as bandas  $g \pm \sigma_g$ .

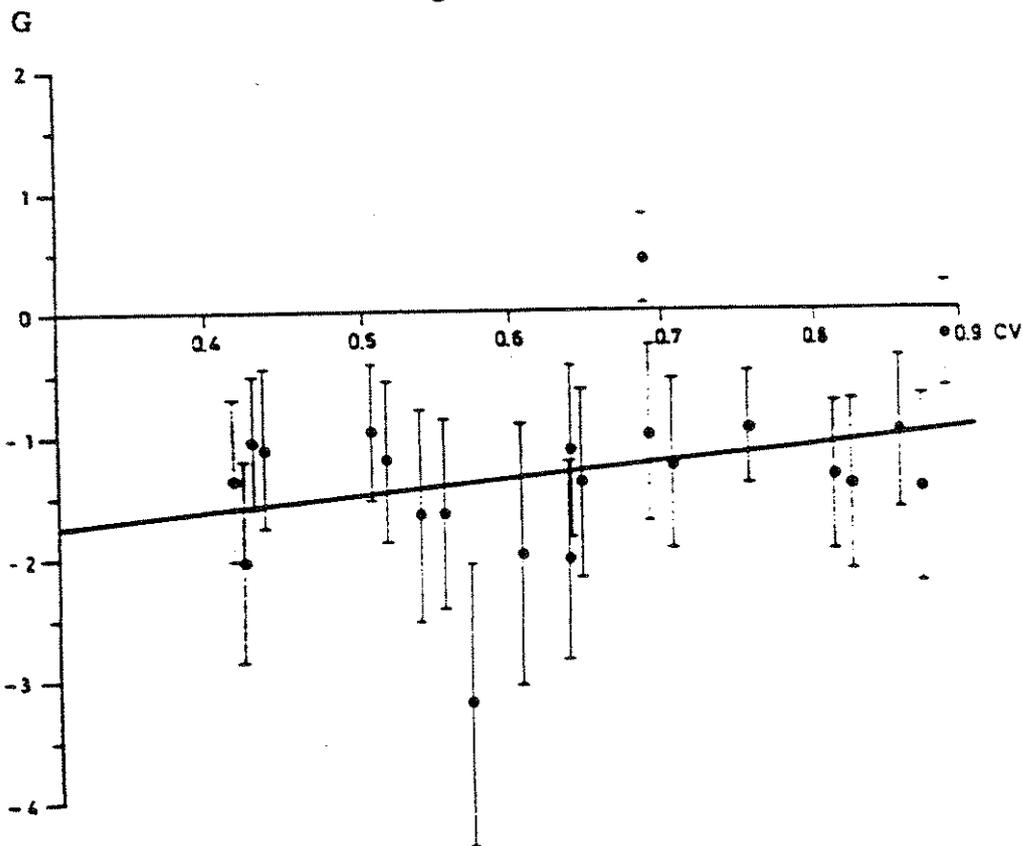


Fig. 10.4 - Estimativas dos coeficientes de assimetria dos logaritmos dos caudais instantâneos máximos anuais em função das estimativas dos coeficientes de variação desses caudais (estimativas de HENRIQUES 1981). Regressão linear não significativa,  $r=0,29$  (QUINTELA 1985). Assinaladas também as bandas  $G \pm \sigma_G$ .

A equação de regressão linear entre os valores anteriores determinada por QUINTELA 1985 é

$$g = 3,045 C_v - 1,365$$

e a regressão linear é significativa (estimativa do coeficiente de correlação  $r=0,69$ ).

As estimativas dos coeficientes de assimetria dos logaritmos dos caudais,  $G$ , estão compreendidas no intervalo  $(-3,21; -0,41)$  e têm como valor médio  $-1,34$ , só uma sendo positiva. Não se verifica a relação com o coeficiente de variação dos caudais - Fig. 10.3 - ou dos seus logaritmos.

Nas Figs. 10.2 e 10.3 assinalam-se também as bandas  $g \pm \sigma_g$  e  $G \pm \sigma_G$ .

Devido à imprecisão da estimativa do coeficiente de assimetria obtida directamente a partir de uma série com menos de 100 anos, propõe-se (QUINTELA 1985) que a mesma seja obtida, nesses casos, de modo análogo ao preconizado pelo WRC (alínea 10.5.3) usando, porém, em vez dos valores fornecidos por um mapa de iso-linhas, os valores calculados pela equação de regressão sobre  $C_v$ .

Assim, o coeficiente de assimetria para a aplicação da lei de Pearson tipo 3 é calculado do seguinte modo:

- por estimação directa, se for  $n > 100$  (sendo  $n$  o número de anos da série, caso não aplicável a Portugal, por enquanto);
- por introdução da estimativa do coeficiente de variação na expressão

$$g = 3,045 C_v - 1,365$$

se for  $n < 25$ ;

- por ponderação entre a estimativa directa e o valor dado pela expressão anterior se for  $100 > n > 25$ , sendo os coeficientes de ponderação respectivamente  $(n-25)/75$  e  $1-(n-25)/75$ .

Embora exista preferência pela lei de Pearson tipo 3, a lei de Gumbel poderá também ser aplicada.

Deve, no entanto, referir-se que a lei de Gumbel fornece valores superiores às da lei de Pearson tipo 3, a não ser que a estimativa do coeficiente de assimetria ultrapasse cerca de 1,3 (o factor de probabilidade  $K$  toma então, segundo a lei de Pearson tipo 3, valores próximos dos que correspondem à lei de Gumbel para períodos de retorno superiores a 100 anos Anexo 1).

Por seu turno, as leis de Fréchet e a lei logarítmico-normal de dois parâmetros revelaram-se inadequadas, o que poderia concluir-se à partida em face dos valores geralmente negativos das estimativas dos coeficientes de assimetria dos logaritmos dos caudais encontrados em Portugal e dos valores desse coeficiente segundo as mesmas leis (respectivamente 1,14 e zero).

#### 10.5.5- Considerações finais

Convém ter presente que as estimativas do caudal com um dado período de retorno, obtidas pelos processos atrás descritos, estão sujeitas a erros de dois tipos:

- erros resultantes de o modelo probabilístico seleccionado (lei de distribuição) não ser adequado para representar devidamente a distribuição de frequências dos caudais de cheia na secção considerada;
- erros na estimação dos parâmetros desse modelo a partir da série observada (avaliáveis a partir da variância das estimativas).

Quando o modelo probabilístico é usado para extrapolar largamente a série observada, ou seja, para estimar caudais de cheia muito raros, os valores que fornece devem ser comparados com os que se otêm por outros métodos. Com efeito, as estimativas assim obtidas de caudais de cheia com períodos de retorno, por exemplo, de 1000 e de 10 000 anos, podem não oferecer, devido à larga margem de incerteza, a necessária segurança para o dimensionamento de obras cuja insuficiência ponha em risco vidas humanas.

## 10.6 - FÓRMULAS EMPÍRICAS

### 10.6.1 - Tipos de fórmulas empíricas

As fórmulas empíricas fornecem a avaliação do caudal de ponta em função da área e de outras características da bacia hidrográfica.

Podem classificar-se em:

- cinemáticas,
- não cinemáticas,

conforme fazem intervir ou não, de forma explícita ou implícita, o tempo de concentração.

### 10.6.2 - Fórmulas empíricas não cinemáticas

As fórmulas empíricas não cinemáticas podem especificar ou não o período de retorno.

As fórmulas empíricas não cinemáticas que não especificam o período de retorno classificam-se em dois grupos, consoante representem curvas médias ou curvas envolventes dos valores observados do caudal de ponta.

No primeiro grupo incluem-se por exemplo:

- Fórmula de Iskowski (1886)

$$Q = K m \bar{P} A$$

Q = caudal ( $m^3 s^{-1}$ );

$\bar{P}$  = precipitação média anual (m);

A = área da bacia hidrográfica ( $km^2$ );

m = coeficiente variável com a área da bacia;

m	10,0	9,0	7,4	4,70	3,02	2,05
A(km <sup>2</sup> )	1	10	100	1000	10000	100000

$\bar{K}$  = coeficiente dependente da categoria dos solos, cobertura vegetal e relevo ( $0,80 > K > 0,018$ )

Esta fórmula tem hoje interesse puramente histórico: trata-se da primeira fórmula de validade regional fornecendo o valor do caudal de cheia em função da área da bacia hidrográfica e de factores climáticos e fisiográficos.

- Fórmula de Myer

$$Q = c A^{\alpha}$$

O expoente  $\alpha$ , em geral igual a 0,5, varia entre 0,4 e 0,8, e o coeficiente C depende das características da bacia. Coutagne obteve para França valores de C entre 13, para o rio Sena em Paris, e 160, para o rio Ardèche (in REMENIERAS, 1960).

- Fórmula de Raffa (1969)

Raffa (1969) recomendou a seguinte fórmula para avaliar o caudal de ponta de cheia em Itália (in SOKOLOV, RANTZ e ROCHE, 1976):

$$q_p = q_{p,100} \times \left(\frac{100}{A}\right)^{2/3}$$

em que  $\bar{e}$ :

$q_p$  = caudal específico de ponta com probabilidade  $P$  ( $m^{-3} s^{-1} km^2$ );

$A$  = área da bacia hidrográfica ( $km^2$ );

$q_{p,100}$  = caudal específico de ponta com probabilidade  $P$  numa bacia de  $100 km^2$  de área.

Para a probabilidade de ser excedido de 0,033,  $q_{100}$  varia entre 11,5 e  $0,6 m^3 s^{-1} km^{-2}$  nas bacias dos Alpes e entre 14,9 e  $2,6 m^3 s^{-1} km^{-2}$  nas bacias dos Apeninos.

A fórmula de Raffa, constitui uma modificação da fórmula de Marchetti pela introdução do conceito de probabilidade, Marchetti por sua vez, modificou em 1954 a fórmula de Gherardelli apresentada em 1938 (TONINI, 1966).

Existem várias fórmulas não cinemáticas que não especificam o período de retorno e são, em geral, envolventes do caudal máximo observado.

A fórmula apresentada por Fuller em 1913 especifica o período de retorno T, sendo expressa por

$$Q = C A^{0,3} (1 + 2,66 A^{-0,3}) (1 + 0,8 \log T)$$

onde C é um coeficiente.

O factor  $(1 + 2,66 A^{-0,3})$  exprime, segundo Fuller, o quociente entre o caudal de ponta máximo anual e o respectivo caudal médio diário (com a área A expressa em km<sup>2</sup>)

A utilidade de algumas fórmulas é principalmente a de permitirem transpor para uma bacia de características análogas a avaliação do caudal de cheia com um dado período de retorno, obtida noutra bacia mediante um método de maior confiança. É particularmente útil com esta finalidade a fórmula de Myer, a qual por o coeficiente C ser igual nas duas bacias consideradas na transposição mencionada, dá lugar à expressão

$$\frac{Q}{Q_1} = \left(\frac{A}{A_1}\right)^\alpha$$

onde  $\alpha$  varia entre 0,4 e 0,8. Em geral, pode tomar-se  $\alpha = 0,7$  para zonas acidentadas e com predomínio de solos impermeáveis e  $\alpha = 0,5$  para zonas relativamente planas e com predomínio de solos

permeáveis. Em condições extremas, o coeficiente  $\alpha$  toma os valores de 0,4 ou 0,8.

Existem ainda fórmulas de validade regional, normalmente do tipo

$$Q = C A^\alpha$$

em que os parâmetros  $C$  e  $\alpha$  são função do período de retorno.

Nalguns casos o parâmetro  $C$  é também função de parâmetros morfológicos e geológicos, válida para uma determinada região.

LOUREIRO e COSTA 1980, LOUREIRO e PINTO 1980 e LOUREIRO e MACEDO 1984 determinaram os valores dos parâmetros  $C$  e  $\alpha$  para regiões que cobrem a totalidade de Portugal Continental. Dentro de cada região, o coeficiente  $C$  é constante e o expoente  $\alpha$  é a função do período de retorno. A determinação dos parâmetros baseou-se na aplicação da lei de Gumbel aos caudais instantâneos máximos anuais observados em estações hidrométricas - Quadro 12.1. Tais valores poderão ser usados em estudos preliminares ou no projecto de obras de pequena importância.

#### 10.6.3 - Fórmulas empíricas cinemáticas

As fórmulas empíricas cinemáticas exigem a consideração do tempo de concentração que se pode avaliar pelas fórmulas seguintes:

##### 1 - Fórmula de Giandotti

$$T_c = \frac{4 \sqrt{A} + 1,5L}{0,8 \sqrt{h_m}}$$

sendo

- $T_c$  - tempo de concentração (h);
- $A$  - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>);
- $L$  - desenvolvimento do curso de água principal (km);
- $h_m$  - altura média da bacia (m).

##### 2 - Fórmula citada em CHOW (1964)

QUADRO 10.1

PARAMETROS C e  $\alpha$  DA FÓRMULA  $Q = C A$ , (SEGUNDO LOUREIRO E OUTROS 1980 e 1984).

1. DEFINIÇÃO DE ZONAS

Localização geral	Definição de zonas
A Norte da bacia do Tejo	N1 - Bacias superiores do Cávado, Tâmega e Tua. N2 - Bacia do Lima, bacia intermédia do Cávado, bacia superior do Ave, bacias inferiores do Tâmega e do Tua e bacia superior do Sabor. N3 - Bacias inferiores do Cávado, Ave, Douro, Vouga e Mondego. N4 - Bacia inferior do Sabor, margem esquerda da bacia do Douro a montante da confluência do Paiva, bacias superiores do Vouga e Mondego.
Bacia do Tejo	T1 - Bacias superiores do Zêzere e bacias do Ponsul, Ocreza, Aravil e Erges (válidos somente onde $P < 1400$ mm). (*) T2 - Bacias inferiores do Zêzere e bacias do Nabão, Alvieira, Maior, Alenquer, Grande da Pipa, Trancão; bacias inferiores do Sorraia e bacia da ribeira de Muge. Na área compreendida entre a serra de Candeeiros, serra de Montejunto e o litoral e na bacia do rio Lis, os valores deverão ser tomados com reserva. T3 - Bacia superior do Sorraia, bacias da ribeira de Nisa e dos rios Sever e Gaia.
A Sul da bacia do Tejo	S1 - Ribeiras do Algarve, Baixo Guadiana e Alto Mira (válidos somente onde $1000 \text{ mm} > \bar{P} > 500 \text{ mm}$ ). S2 - Alto Sado, bacias superiores do Xarrama, Degebe e Baixo Mira. S3 - Baixo Sado. S4 - Bacia do Guadiana, entre as zonas S1 e S2.

(\*)  $\bar{P}$  = Precipitação anual média

2. VALORES DOS PARÂMETROS C e  $\alpha$  (\*\*)

Zona	$\alpha$	C						
		Período de retorno (anos)						
		5	10	25	50	100	500	1000
N1	0,807	2,35	3,72	4,53	5,27	5,10	7,5	8,57
N2	0,594	5,14	6,97	8,58	9,67	11,0	13,3	15,5
N3	0,510	24,9	30,5	39,1	43,5	49,5	57,1	64,8
N4	0,489	11,7	16,3	19,2	22,3	26,2	33,1	38,5
T1	0,375	31,3	40,1	50,2	58,1	66,9	80,5	94,4
T2	0,466	19,2	25,3	34,7	42,2	48,3	66,2	72,3
T3	0,761	3,56	4,49	5,58	6,02	8,45	9,60	11,0
S1	0,784	3,45	4,40	5,40	6,24	7,09	8,97	9,98
S2	0,738	3,39	4,28	5,54	6,44	7,40	9,50	10,7
S3	0,816	1,66	2,09	2,58	2,98	3,37	4,27	4,75
S4	0,745	2,38	3,06	3,68	4,12	4,94	6,23	7,27

(\*\*) - Valores de C e  $\alpha$  para Q ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ) e A ( $\text{km}^2$ ) válidos somente para  $A \geq 50 \text{ km}^2$ .

$$T_c = \frac{L^{1,15}}{7700 H^{0,38}} \quad T_c (h); L(ft); H(ft)$$

sendo:

- L - desenvolvimento do curso de água principal;
- H - diferença de cotas do talveque na secção de maior cota e na secção final.

### 3 - Fórmula utilizada na URSS

$$T_{c.l} = \frac{1000 L}{m_1 i_e^{1/3} Q^{1/4}}$$

onde:

- $T_{c.l}$  - parcela de tempo de concentração correspondente ao tempo gasto pela água no percurso ao longo do curso de água (min);
- L - comprimento do curso de água (km);
- $i_e$  - declive equivalente do curso de água definido em 9.3.3.2 (em permilagem);
- $m_1$  - coeficiente dependente rugosidade do leito do curso de água (Quadro 10.2).

Esta fórmula tem o interesse de fazer intervir o caudal, como aconselha a análise do fenómeno do escoamento no curso de água.

QUADRO 10.2

Tabela de valores do coeficiente  $m_1$

Descrição do rio	$m_1$
Leitos limpos, cavados em vales ou em planícies.	
Cursos de água perenes, permanentes ou efêmeros.	11,0
Leitos de sedimentos, meandrizados, cursos de água perenes ou de tamanho médio, leito de gravilha coberto por vegetação aquática.	9,0
Cursos de água de montanha, com leito pedregoso e perfil longitudinal irregular.	7,0
Leitos meandrizados de cursos de água intermitentes ou efêmeros, com leito rugoso.	7,0

Quando o curso de água principal recebe o próximo da secção em estudo um afluente e as águas das bacias hidrográficas na confluência são da mesma ordem de grandeza, a aplicação directa de uma fórmula empírica conduz, do ponto de vista teórico, a um valor excessivo do tempo de concentração. Para evitar essa situação, entra-se na fórmula com o valor A igual

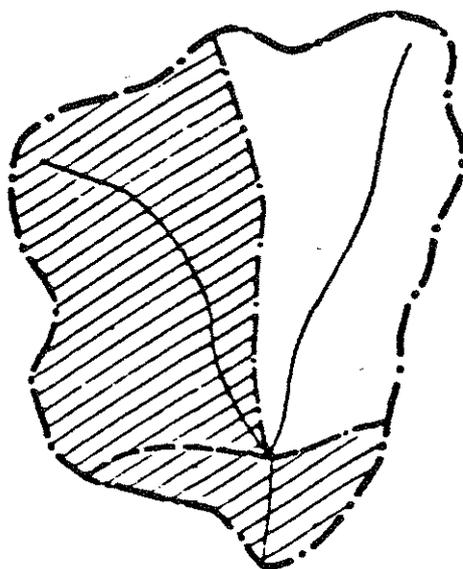


Fig. 10.5 - Área para determinar  $T_c$  por fórmulas empíricas.

à soma da maior área das duas bacias na confluência e da área da bacia própria a jusante - Fig. 12.5.

Como fórmulas empíricas cinemáticas, citam-se a fórmula racional e a fórmula de Turazza-Giandotti.

A fórmula racional traduz-se por

$$Q = C i A$$

em que é:

C - coeficiente adimensional;

i - intensidade média da precipitação com duração igual a  $T_c$  e período de retorno T;

A - área da bacia hidrográfica.

A fórmula é homogênea. Se se pretender exprimir as grandezas como segue

$$Q \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)} \quad i \text{ (mm h}^{-1}\text{)} \quad A \text{ (km}^2\text{)}$$

a fórmula deve transformar-se em

$$Q = \frac{C i A}{3,6}$$

O coeficiente C não corresponde a um coeficiente de escoamento (relação entre volumes do escoamento e da precipitação que o origina). Pretende traduzir os efeitos no caudal de ponta da retenção superficial, da infiltração, da detenção superficial e do armazenamento nos leitos. Depende, por isso, do tipo e uso do solo e do período de retorno.

O Quadro 10.3 dá indicações sobre valores do coeficiente C.

A seguinte fórmula, de Turazza-Giandotti, é muito utilizada para avaliar o caudal de ponta de cheia, em Itália (comunicação da Comissão Nacional Italiana de 1973 para o Programa Hidrológico Internacional da UNESCO (SOKOLOV, RANTZ e ROCHE, 1976) e também em Portugal, onde é consagrada pelo Regulamento das Pequenas Barragens.

Considere-se uma cheia provocada por uma precipitação P, de duração  $T_c$  e com um período de retorno T. O caudal médio durante a cheia calcula-se por

$$Q_m = \frac{\psi P A}{\theta}$$

onde P e A têm o significado já referido e é:

$\psi$  = coeficiente de escoamento (adimensional);

$\theta$  = duração total da cheia, sendo  $\theta = Y T_c$ .

COEFICIENTE C DA FÓRMULA RACIONAL

1 - ZONAS URBANAS (segundo a American Society of Civil Engineers, in CHOW 1964, para T entre 5 e 10 anos)

TIPO DE OCUPAÇÃO	COEFICIENTE
Relvados	
Solo arenoso, plano, 2%	0,05 - 0,10
Solo arenoso, declive médio, 2-7%	0,10 - 0,15
Solo arenoso, declive grande, 7%	0,15 - 0,20
Zonas de	
Áreas centrais	0,70 - 0,95
Áreas periféricas	0,50 - 0,70
Zonas residenciais	
Áreas de moradias	0,30 - 0,50
Blocos residenciais afastados	0,40 - 0,60
Blocos residenciais próximos	0,60 - 0,75
Áreas suburbanas	0,25 - 0,40
Áreas de apartamentos	0,50 - 0,70
Zonas industriais	
Áreas dispersas	0,50 - 0,80
Áreas densas	0,60 - 0,90
Parques, cemitérios	0,10 - 0,25
Parques de jogos	0,20 - 0,35
Zonas de parques ferroviários	0,20 - 0,40
Zonas não aproveitadas	0,10 - 0,30
Ruas	
Asfaltadas	0,70 - 0,95
Betonadas	0,80 - 0,95
Vias para automóveis e peões	0,75 - 0,85
Telhados	0,75 - 0,95

2 - ZONAS AGRÍCOLAS

Tipo de solos	COEFICIENTE C		
	Culturas	Pastagens	Bosques e florestas
Com infiltração acima da média, usualmente arenosos	0,20	0,15	0,10
Com infiltração média, sem lentículas de argila e lodos ou solos equivalentes	0,40	0,35	0,30
Com infiltração inferior à média, solos argilosos densos ou solos com rocha próxima de superfície, solos delgados sobre rocha impermeável	0,50	0,45	0,40

Expressando por  $\rho$  a relação entre o caudal de ponta,  $Q$ , e o caudal médio durante a cheia,  $Q_m$ , têm-se as seguintes fórmulas homogêneas

$$Q = \rho Q_m$$

$$Q = \frac{\rho \psi P A}{\gamma T_c}$$

Para se poder exprimir as grandezas nas unidades seguintes

$$Q \quad (\text{m}^3 \text{s}^{-1}) \quad P \quad (\text{m}) \quad A \quad (\text{km}^2) \quad T_c \quad (\text{h})$$

a última fórmula transforma-se em

$$Q = \frac{277 \rho \psi P A}{\gamma T_c}$$

Os valores dos parâmetros da fórmula de Turazza-Giandotti constam do Quadro 10.4

QUADRO 10.4

TABELA DOS VALORES DOS PARÂMETROS DA FÓRMULA DE TURAZZA-GIANDOTTI

A (km <sup>2</sup> )	$\rho$	$\gamma$	$\psi$
< 300	10	4,0	0,50
300- 500	8	4,0	0,50
500- 1000	8	4,5	0,40
1000- 8000	6	5,0	0,30
8000-20000	6	5,5	0,25
20000-70000	6	6,0	0,20

A expressão de Turazza-Giandotti, na forma dimensionalmente homogênea,

$$Q = \frac{\rho \Psi P A}{\gamma T_c}$$

transforma-se na fórmula racional

$$Q = C i A$$

desde que seja

$$C = \frac{\rho \Psi}{\gamma}$$

pois é

$$i = \frac{P}{T_c}$$

No Quadro 10.5 apresentam-se os valores do coeficiente  $C = \rho \Psi / \gamma$  calculados de acordo com o Quadro 12.4.

#### QUADRO 10.5

VALORES DE  $C = \frac{\rho \Psi}{\gamma}$  CALCULADOS DE ACORDO  
COM O QUADRO 10.

Área (km <sup>2</sup> )	C (-)	Área (km <sup>2</sup> )	C (-)
< 300	1,25	1000 - 8000	0,36
300 - 500	1,00	8000 - 20000	0,27
500 - 1000	0,71	20000 - 70000	0,20

Para bacias hidrográficas com áreas inferiores a 300 km<sup>2</sup> e entre 300 e 500 km<sup>2</sup> resultam valores do coeficiente C da fórmula racional respectivamente superiores e iguais à unidade, o que é absurdo e foi evidenciado pela primeira vez por QUINTELA 1982

Julga-se que, para bacias de área inferior a 500 km<sup>2</sup>,

se obtêm valores suficientemente seguros do caudal de ponta de cheia com

$$\rho = 6,5 \quad \gamma = 4 \quad \psi = 0,50$$

a que corresponde  $C = 0,81$ .

Segundo autores italianos, o hidrograma de cheia produzida por uma precipitação de duração igual ao tempo de concentração - Fig. 10.6 - pode obter-se por segmentos de recta que unem os pontos definidos pelos valores de  $Q$  e  $t$

$$(0,0); \left(\frac{Q}{\rho}, \tau_A\right); (Q, \tau_C); \left(\frac{Q}{\rho}, \tau_B\right); (0, \psi \tau_C)$$

em que os pontos intermédios se situam sobre a ordenada do caudal médio da cheia e os respectivos valores de  $t$  são

$$\tau_A = \left(1 - \frac{1}{\rho}\right) \tau_C \quad \tau_B = \left(\frac{\gamma-1}{\rho} + 1\right) \tau_C$$

As expressões indicadas para  $\tau_A$  e  $\tau_B$  correspondem a admitir iguais os valores do caudal médio nas fases de subida e de descida, iguais, portanto, ao caudal médio durante a cheia.

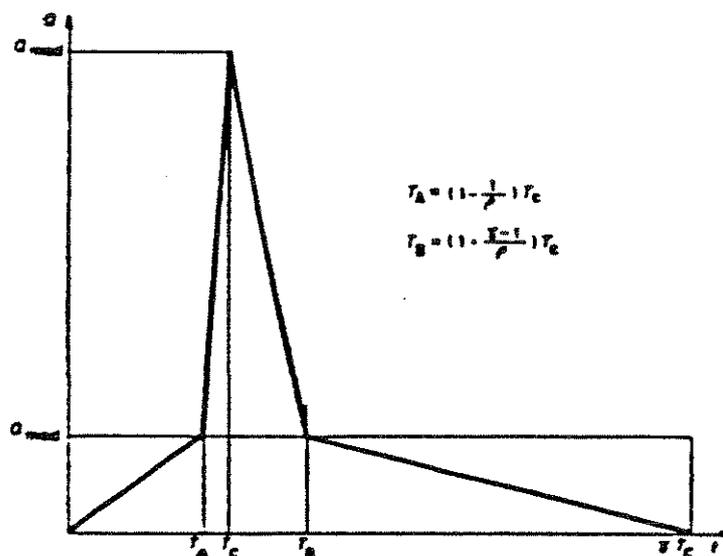


Fig. 10.5 - Hidrograma de cheia segundo Giandotti.

## 10.7- MÉTODO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO

### 10.7.1-Definição e propriedades

O hidrograma do escoamento directo que é provocado numa secção de um rio por uma precipitação útil unitária (um milímetro, um centímetro ou uma polegada) com intensidade constante no tempo e aproximadamente uniforme sobre a bacia hidrográfica e com uma dada duração  $D$  constitui o hidrograma unitário para a duração  $D$  da precipitação útil (HUD) Fig. 10.7.

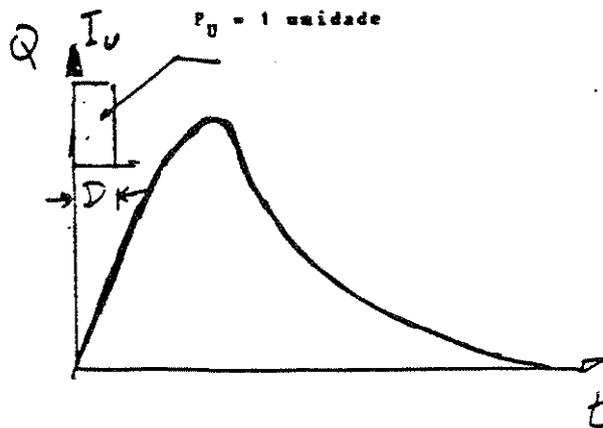


Fig. 10.7- Hidrograma unitário para a duração  $D$  da precipitação útil (HUD).

Os princípios do método do hidrograma unitário (HU) foram estabelecidos por SHERMAN 1932 e mantêm-se ainda hoje, se bem que o método tenha beneficiado de refinamentos introduzidos por vários investigadores e, mais recentemente, venha sendo abordado na perspectiva da análise de sistemas.

A formulação clássica do método do HUD baseia-se nos seguintes postulados como refere DOOGE 1973:

- a) Duas chuvadas numa dada bacia hidrográfica com precipitação útil da mesma duração e de intensidade diferente (mas constante e uniforme em cada chuvada) produzem diferentes volumes de escoamento directo, os quais ocorrem em intervalos de tempo iguais. Os hidrogramas respectivos têm ordenadas que, em igual tempo  $t$  contado a

partir do início da precipitação útil, são proporcionais aos volumes do escoamento directo.

- b) A distribuição do caudal correspondente ao escoamento directo produzido por uma dada chuvada é independente da contribuição do escoamento directo proveniente de chuvadas anteriores.

Do postulado a) resulta o princípio da proporcionalidade: o hidrograma do escoamento directo provocado numa dada secção de um curso de água por uma precipitação útil de  $n$  unidades, de intensidade constante no tempo e uniforme sobre a bacia hidrográfica, e de duração  $D$ , obtém-se por multiplicação por  $n$  das ordenadas do respectivo HUD - Fig. 10.8.

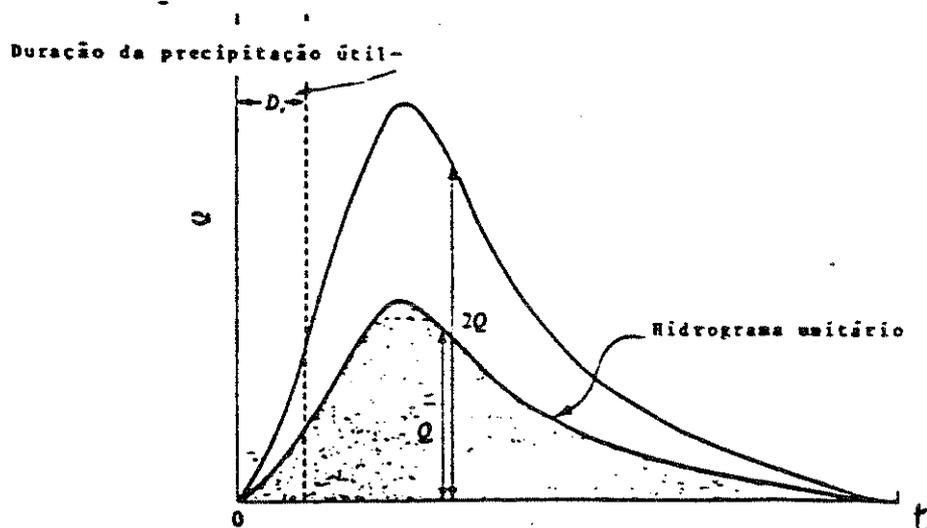


Fig. 10.8. - Hidrograma unitário para a duração  $D$  da precipitação útil (HUD) e hidrograma para duas unidades de precipitação útil com a mesma duração.

Do postulado b) resulta o princípio da sobreposição: o hidrograma do escoamento directo provocado numa secção de um curso de água pela sucessão de vários acontecimentos de precipitação útil, cada um com a mesma duração  $D$ , e intensidade constante e uniforme em cada um deles, obtém-se pela sobreposição, com o devido desfaseamento, dos hidrogramas que resultam, pelo princípio da proporcionalidade, do HUD - Fig. 10.9.

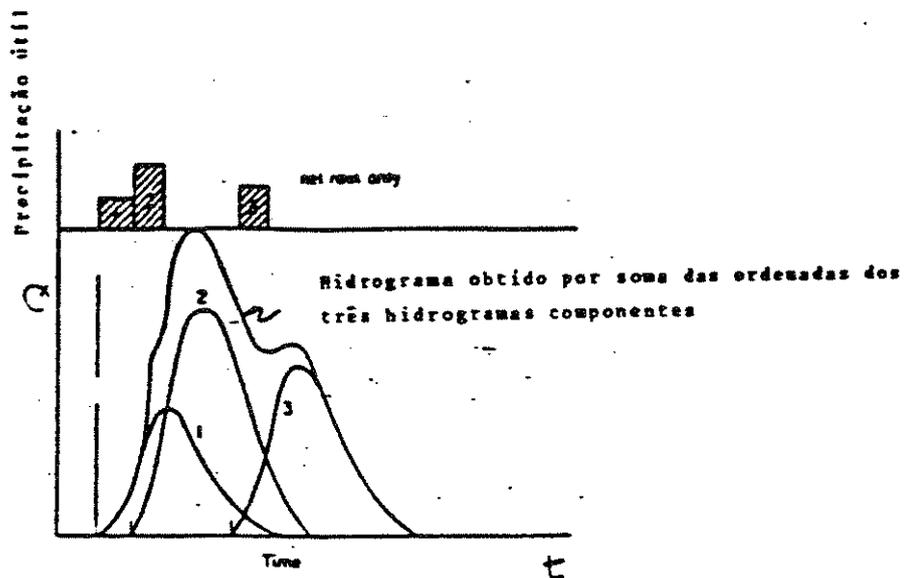


Fig. 10.9 - Síntese do hidrograma do escoamento directo pelo princípio da sobreposição.

O HUD representa, assim, a resposta da bacia hidrográfica à ocorrência da precipitação útil de duração  $D$ . Em termos da análise de sistemas, a bacia hidrográfica converte, de acordo com os princípios do método do HU, a precipitação útil em escoamento directo, como se fosse um sistema linear e invariante no tempo.

Não é estritamente correcta a hipótese da linearidade na transformação pela bacia hidrográfica da precipitação útil em escoamento directo, pois as equações fundamentais dos escoamentos com superfície livre não obedecem àquela hipótese. Não obstante, os resultados do método do HU são considerados aceitáveis para as aplicações em engenharia (DODGE 1973).

A definição do HUD contém a condição de a precipitação útil (unitária) que o origina ser de intensidade constante no tempo e uniforme sobre a bacia hidrográfica. Se essa condição não fosse especificada, o HUD não representaria o efeito integrado da bacia hidrográfica na unidade de precipitação útil de duração  $D$ .

pois o correspondente hidrograma seria afectado pela distribuição temporal e espacial da precipitação.

Assim, a duração  $D$  da precipitação útil utilizada na especificação do HUD numa secção não deve exceder um quarto a um terço do tempo de concentração da bacia hidrográfica, ou um quinto a um quarto do desfasamento entre o centro da gravidade da precipitação útil e a ponta do hidrograma (LINSLEY, KOHLER e PAULHUS 1982 e DUNNE e LEOPOLD 1978).

Por outro lado, a necessidade de assegurar uma razoável uniformidade da distribuição espacial da intensidade da precipitação útil, como exige a própria definição do HUD, leva a restringir a aplicação deste método a bacias hidrográficas de área não muito superior a  $5000 \text{ km}^2$  (LINSLEY, KOHLER e PAULHUS 1982).

#### 10.7.2 - Utilização

De acordo com o princípio da sobreposição, o método do HU possibilita a síntese do hidrograma do escoamento directo a partir do conhecimento da precipitação útil que o originou, desde que a duração desta se possa subdividir em intervalos de tempo iguais (não obrigatoriamente contíguos), com intensidade uniforme em cada intervalo, e se conheça o HUD para uma duração da precipitação útil igual à desses intervalos, Fig.

A dedução de hidrogramas unitários numa estação hidrométrica com um número razoável de anos de observações torna-se possível, como se mostra em 10.7.3, a partir da análise dos hidrogramas de cheias e das correspondentes precipitações sobre a bacia hidrográfica; exige-se, para tal, a disponibilidade de elementos udográficos. A determinação do hidrograma provocado por uma dada precipitação útil requer, por vezes, a conversão do HUD disponível definido para uma determinada duração da precipitação útil, noutro relativo a uma duração diferente, o que constitui um problema facilmente resolúvel, como consta de 10.7.4 .

Para uma secção de um curso de água sem dados hidrométricos, recorre-se a hidrogramas unitários sintéticos, definidos por parâmetros relacionados com características das bacias hidrográficas.

### 10.7.3 - Dedução de hidrogramas unitários em estações hidrométricas

Hidrogramas unitários podem ser deduzidos em estações hidrométricas a partir dos elementos observados (hidrométricos, udométricos e udográficos) relativos a chuvadas isoladas ou a chuvadas compostas.

Para o caso das chuvadas isoladas, o procedimento a adoptar é descrito pelos passos seguintes:

- Escolher várias chuvadas isoladas, fortes, de intensidade razoavelmente constante e uniforme, com uma mesma duração da precipitação útil (não superior a um quinto a um quarto do desfasamento entre o centro de gravidade da precipitação útil e a ponta do hidrograma).
- Separar, para cada hidrograma, o escoamento directo do escoamento de base e determinar o volume de escoamento directo (e a precipitação útil).
- Determinar a duração  $D$  da precipitação útil, com base no valor desta e no diagrama da precipitação.
- Dividir as ordenadas de cada hidrograma do escoamento directo pela precipitação útil, obtendo, assim, um HUD.
- Definir o HUD pelo andamento médio dos HUD anteriores, fixado o valor da ponta e a sua localização no tempo, por ponderação dos valores encontrados nos vários hidrogramas, e verificar que a área subtendida pelo hidrograma ajustado corresponde a uma precipitação útil unitária.

A experiência mostra que os HUD deduzidos de chuvadas pouco fortes têm usualmente pontas mais baixas (LINSLEY, KOHLER e PAULHUS 1982), pelo que VIESSMAN 1977 recomenda que sejam seleccionadas para o procedimento anterior unicamente chuvadas com precipitação útil de 12 a 45 mm.

Quando os dados disponíveis não se referem a chuvadas isoladas nas condições anteriormente definidas, o HUD terá de ser deduzido a partir de uma chuvada que se possa subdividir em intervalos de tempo iguais, com precipitação útil de intensidade razoavelmente constante e uniforme em cada um deles. O hidrogrma unitário será tal que dele resulta pela composição dos hidrogramas respeitantes a cada um dos intervalos de tempo considerados o hidrogrma observado (após dedução do caudal de base).

10.7.4 - Conversão de hidrogramas unitários. Hidrograma em S.\*

Se ao HUD se adicionar um hidrograma igual, mas desfasado de  $D$ , obtém-se um hidrograma para uma precipitação útil de duas unidades e de duração  $2D$ . Da divisão deste por 2 resulta o hidrograma unitário para uma duração  $2D$  da precipitação útil (HU2D) - Fig.10.10.

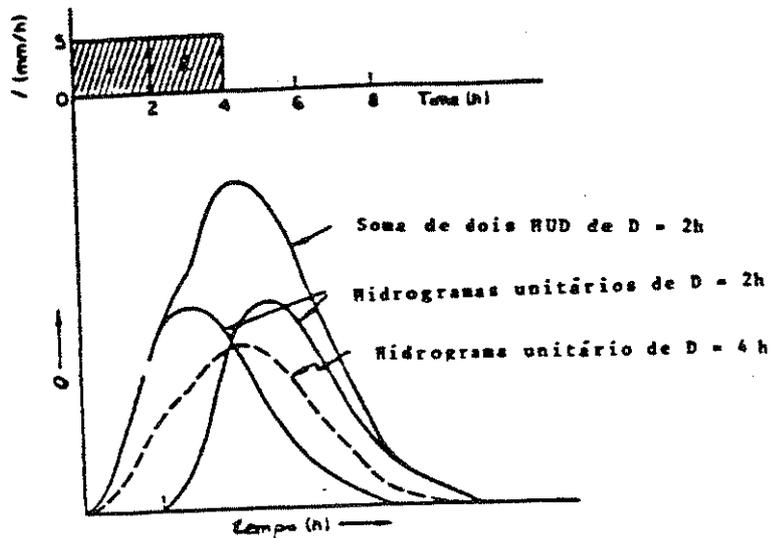


Fig.10.9 - Conversão do hidrograma unitário de duração  $D$  da precipitação útil (HUD) no de duração  $2D$  (HU2D).

O processo é facilmente generalizável para a duração  $nD$ , múltipla de  $D$ .

A conversão de um HUD' no HUD para outra duração da precipitação útil, diferente e não múltipla de  $D$  exige o recurso ao hidrograma em S.

O hidrograma em S é o hidrograma resultante de uma série de chuvadas, justapostas, cada uma com precipitação útil unitária. Obtém-se, portanto, pela soma de hidrogramas unitários para a duração  $D$  da precipitação útil, cada um desfasado  $D$  do hidrograma precedente - Fig. 10.11. A designação provém da forma em S do hidrograma resultante que apresenta um patamar correspondente ao canal de equilíbrio.

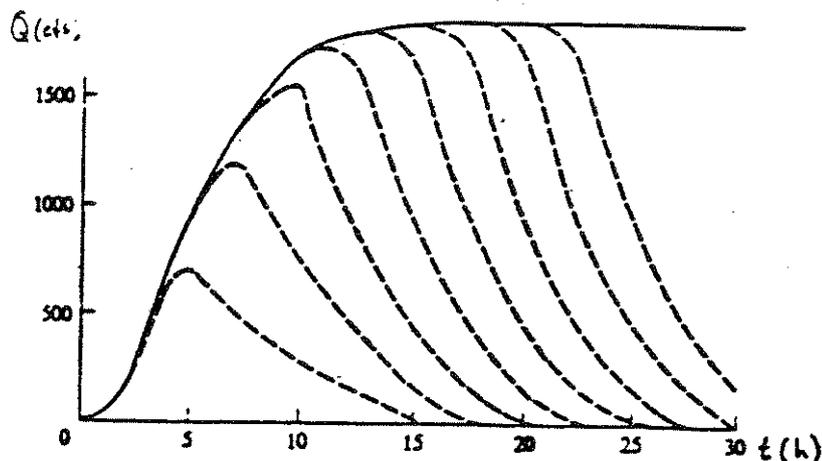


Fig. 10.10 - Hidrograma em S correspondente ao HUD  
(ou à intensidade da precipitação útil  
 $t/D$ )

Assim, numa dada secção de um curso de água, podem definir-se vários hidrogramas em S, cada um referente a uma dada duração, D, da unidade de precipitação útil ou, o que é equivalente, à intensidade da precipitação útil,  $I_u$ , que resulta de distribuir a unidade de precipitação útil no intervalo de tempo D (por exemplo, se a unidade da precipitação útil é o milímetro e  $D = 5h$ , é  $i_0 = 0,2 \text{ mm h}^{-1}$ ).

O menor número de HUD que se torna necessário somar para atingir o caudal de equilíbrio do hidrograma em S é igual a  $T/D$ , sendo T o intervalo de tempo durante o qual ocorre escoamento directo em cada HUD.

O caudal de equilíbrio de um hidrograma em S é o que resulta da contribuição de toda a área da bacia hidrográfica com a intensidade de precipitação útil  $I_u$  para a qual tal hidrograma é definido

$$Q_e = I_u A$$

No caso de o hidrograma em S ser obtido pela soma de HUD

definidos com o milímetro como unidade de precipitação útil, a equação anterior transforma-se em

$$Q_e = \frac{0,278 A}{D} \quad (Q \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}; A \text{ km}^2; D \text{ h})$$

Frequentemente os valores do hidrograma em S obtidos por soma tendem a flutuar em torno do caudal de equilíbrio, devendo o hidrograma ser adorado para eliminar tais flutuações.

Veja-se como se pode obter, a partir do hidrograma em S correspondente a um dado HUD, o hidrograma unitário HUD' para uma duração qualquer D' da precipitação útil.

Da diferença entre dois hidrogramas em S correspondentes a esse HUD e desfasados do intervalo de tempo D'

$$S(t) - S(t-D')$$

obtêm-se, de acordo com o anteriormente exposto, o hidrograma para uma precipitação útil de duração D' e de valor,  $I_u D'$ . Multiplicando as ordenadas deste hidrograma por  $D/D'$ , obtêm-se o hidrograma para uma precipitação útil  $I_u D$  (precipitação unitária, por hipótese), mas para uma duração D', ou seja, o hidrograma unitário para a duração D' da precipitação útil (HUD')

- Fig. 10.11.

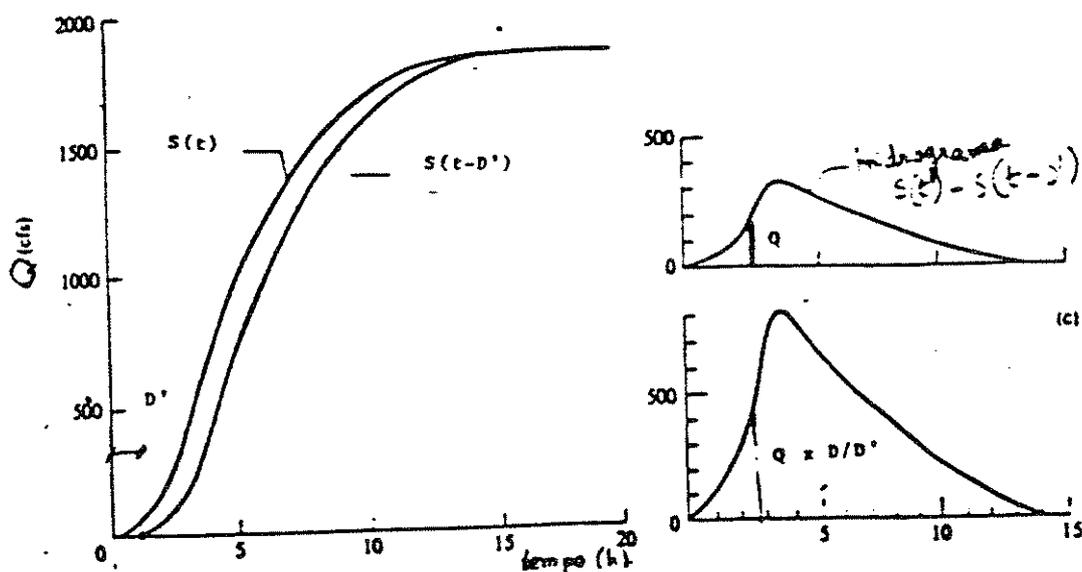


Fig. 10.11 - Obtenção do HUD' a partir do hidrograma em S correspondente ao HUD.

Sempre que se definam as ordenadas do HUD unicamente em instantes desfasados de D, o hidrograma em S pode obter-se pela soma acumulada daquelas ordenadas.

#### 10.7.5 - Síntese de hidrogramas unitários \*

Hidrogramas unitários podem ser sintetizados a partir das características das bacias hidrográficas, determinadas a partir da cartografia.

Dois tipos de métodos podem ser seguidos na síntese: empíricos e conceptuais.

Os primeiros resultaram da dedução de hidrogramas unitários (HUD) em bacias hidrográficas com dados adequados (utilizando os métodos descritos em alíneas anteriores) e por correlação dos parâmetros que definem esses hidrogramas com características fisiográficas das respectivas bacias hidrográficas.

Nos segundos, procura-se representar conceptualmente processos físicos.

Apresenta-se unicamente o hidrograma unitário sintético do Soil Conservation Service dos E.U.A., que é do tipo empírico.

#### 10.7.6 - Hidrograma unitário do SCS \*

O U.S. Soil Conservation Service, SCS, com base na análise de HUD determinados em grande número de bacias, propôs um hidrograma unitário adimensional, com coordenadas  $Q/Q_p$  e  $t/t_a$  sendo:

$Q_p$  - caudal de ponta,

$t_a$  - tempo ascendente.

O HUD está representado na Fig.12.12, apresentando o SCS um quadro de pares de valores  $Q/Q_p$  e  $t/t_a$ .

O caudal de ponta  $Q_p$  (em metros cúbicos por segundo), correspondente à precipitação útil de 1 mm, calcula-se por

$$Q_p = \frac{0,208 A}{t_a}$$

e o tempo ascendente por

$$t_a = \frac{2}{3} t_c$$

onde é:

A - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>);

t<sub>c</sub> - tempo de concentração (h).

A duração da precipitação útil é considerada igual a

$$D = 0,2 t_a$$

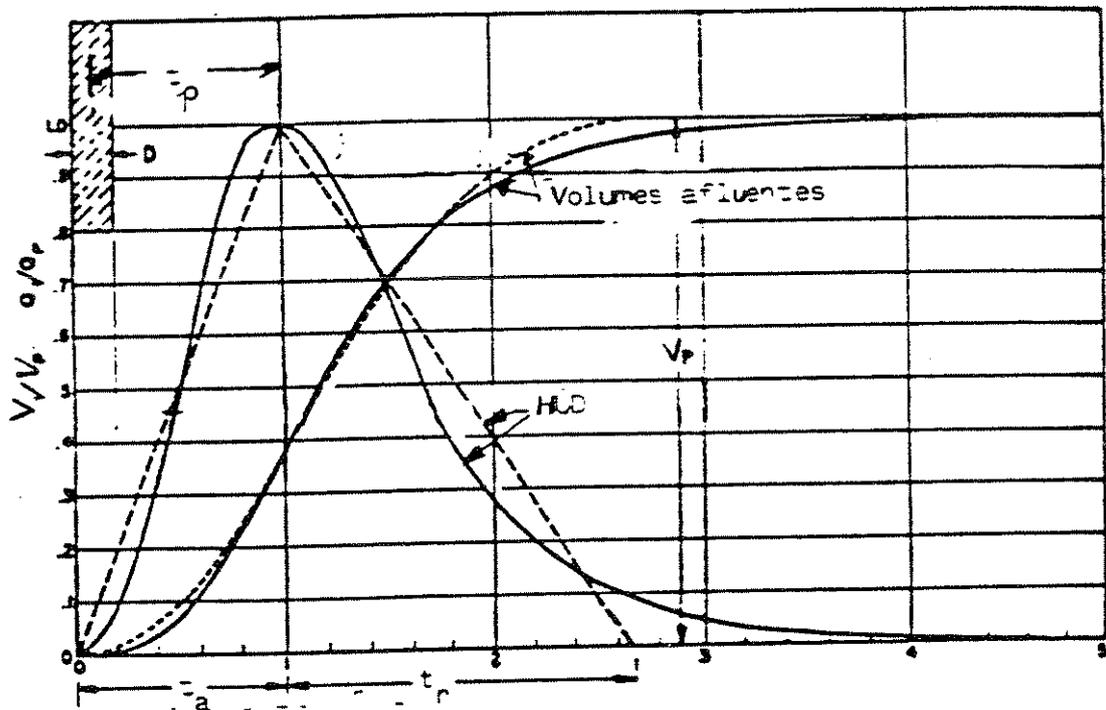


Fig.10.12 - HUD e volume afluyente, em valores adimensionais, segundo o SCS e aproximação do HUD por um hidrograma triangular.

O HUD curvilíneo pode ser substituído por um HUD triangular com a mesma ponta e com o termo do escoamento decorrido um tempo  $t_r$  após a ponta tal que

$$t_r = \frac{5}{3} t_a$$

Convém observar que a equação anterior e a que define o caudal de ponta determinam o volume total de escoamento na hipótese de HUD triangular e que esse volume corresponde à precipitação útil de 1 mm, como exige a definição de HUD. Com efeito, o volume total de escoamento (em metros cúbicos) é

$$V = \frac{3600}{2} Q_p (t_r + t_a)$$

com  $t_a$  e  $t_r$  em horas e  $Q_p$  em metros cúbicos por segundo, ou atendendo àquelas equações,

$$V = 1000 A$$

Dado que a área  $A$  na expressão anterior e na equação que define o caudal de ponta, se exprime em quilômetros quadrados, o anterior valor de  $V$  corresponde a  $P_u = 1$  mm.

## 10.8-CHEIAS EFLUENTES DE ALBUFEIRAS

### 10.8.1- EFEITO DAS ALBUFEIRAS NAS CHEIAS

A verificação da subida contínua do nível da superfície livre da água numa albufeira, ao longo de um determinado intervalo de tempo, significa que, entretanto, o caudal efluente (ou caudal evacuado) da albufeira se manteve inferior ao caudal afluente. A diferença entre os volumes de água afluente e efluente, nesse intervalo de tempo, é igual ao acréscimo do volume armazenado na albufeira, correspondente à subida de nível.

Nesta conformidade, o hidrograma de cheia efluente (ou cheia evacuada) pode apresentar uma ponta muito inferior à da cheia afluente (ou cheia natural).

A transformação do hidrograma de cheia numa albufeira é designada por amortecimento da cheia.

### 10.8.2 - ÓRGÃOS DE SEGURANÇA DE ALBUFEIRAS COM COMPORTAS

Para permitir a passagem das cheias, as albufeiras são dotadas de órgãos de segurança: evacuadores de superfície ou descargas de fundo ou meio fundo. Estas descargas têm outras funções além da evacuação das cheias e podem existir simultaneamente com os evacuadores de superfície. A vazão das descargas é controlada por comportas ou por válvulas e a dos evacuadores de superfície pode ser livre ou controlada por comportas.

Quando a vazão é livre, a passagem das cheias implica necessariamente a subida do nível na albufeira. O amorteci-

mento pode ser grande ou praticamente nulo, pois cresce com a relação entre o volume armazenado (na faixa entre o nível inicial e o nível máximo atingido na albufeira) e o volume da cheia natural até o instante em que o nível máximo é atingido.

Se a vazão dos órgãos que dão passagem à cheia é controlada por comportas, é possível manter o nível a montante praticamente invariável durante a cheia; nalguns casos, porém, adopta-se a solução de admitir uma certa subida de nível para conseguir o amortecimento da cheia.

Para evidenciar a vantagem da instalação de comportas, consideram-se duas hipóteses para a solução a prever para o evacuador de uma albufeira: sem e com comportas. Em ambos os casos não há amortecimento apreciável pelo que é igual o caudal de dimensionamento. Suponha-se ainda que o evacuador, em qualquer das hipóteses, tem a crista à mesma cota e igual largura, sendo, portanto, também igual o nível máximo atingido para o caudal de dimensionamento - nível de máxima cheia, NMC.

A instalação de comportas permite ter um maior armazenamento disponível na albufeira para a regularização do caudal, pois o nível de pleno armazenamento, NPA, neste caso, coincide praticamente com o nível de máxima cheia, enquanto, no caso de vazão livre, se situa ao nível da crista - Fig. 10.13.

Por outro lado, se, nas duas hipóteses anteriores, se procurasse obter igual armazenamento útil na albufeira, o nível de máxima cheia e, portanto, o coroamento da barragem situar-se-iam a cotas inferiores, na hipótese de comportas.

O comando das comportas dos órgãos de segurança de albufeiras deve ser conduzido com o respeito por uma condição extremamente importante: o caudal efluente em qualquer instante da fase ascendente de uma cheia não deve exceder o caudal afluente.

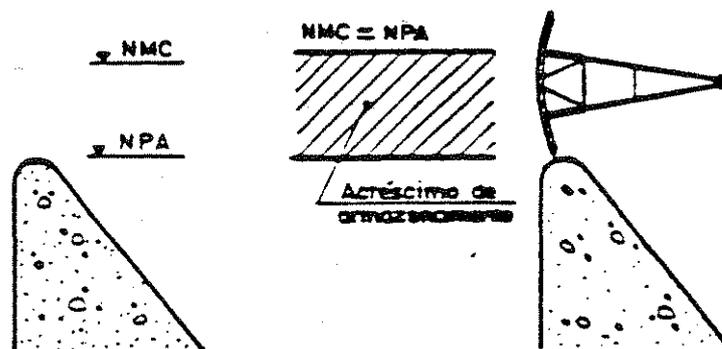


Fig. 10.13 - Soluções de evacuador com vazão livre (a) e controlada por comportas (b).

Se o comando é automático, o automatismo é concebido por forma a contemplar aquela condição; se é manual (o que em rios com resposta muito rápida à precipitação pode constituir risco para a segurança da barragem), devem existir instruções precisas para a sua condução.

Essas instruções baseiam-se essencialmente:

- na fixação de um nível um pouco acima do nível de pleno armazenamento, NPA, para o qual se deve atingir a plena abertura das comportas;
- no estabelecimento de certo número de escalões de abertura das comportas correspondendo a outros tantos níveis na albufeira, situados entre o NPA e o nível de plena abertura das comportas.

Nestas condições, se, na posição de abertura das comportas correspondente a um dado escalão, o caudal afluente excede o caudal efluente, o nível na albufeira sobe; quando o nível atinge o valor correspondente ao escalão seguinte, procede-se ao comando da correspondente manobra de abertura das comportas. Se o caudal afluente se torna inferior ao caudal efluente, o nível passa a descer e o comando de fechamento das

comportas para o escalão imediatamente inferior é ordenado quando o nível atingir o valor correspondente a esse escalão.

### 10.8.3 - CONDIÇÕES DE AMORTECIMENTO

O amortecimento de uma cheia numa albufeira pode ter o interesse de diminuir o caudal de dimensionamento dos órgãos de descarga e o de reduzir o risco de inundação do vale a jusante ou de facilitar as respectivas obras de defesa. Exige em contrapartida maior altura da barragem.

Para conseguir amortecimento quando se instalam comportas, o nível de máxima cheia tem de situar-se acima do NPA.

Desde que não sejam estabelecidos condicionamentos para a exploração de uma albufeira, o caudal de dimensionamento do evacuador de cheias, tendo em conta o amortecimento, é calculado considerando como nível de água no início da cheia o nível de pleno armazenamento.

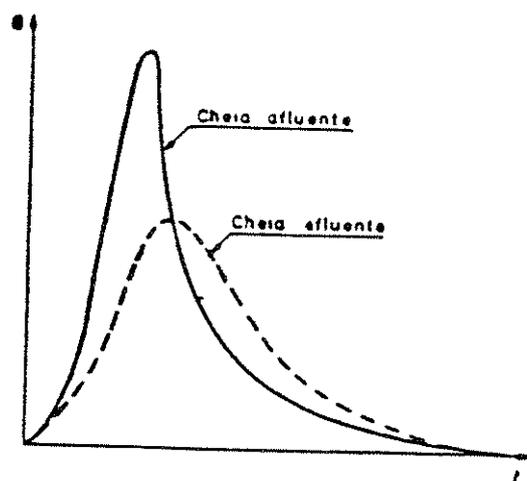


Fig. 10.14 - Hidrogramas de cheias afluente e efluente, com evacuadores de vazão livre

Na Fig. 10.14 apresentam-se os hidrogramas das cheias afluente e efluente para um evacuador de vazão livre.

A ponta do hidrograma da cheia efluente situa-se sobre o hidrograma da cheia afluente, no seu troço descentente. As áreas entre os dois diagramas são iguais entre si e iguais ao volume armazenado entre o NPA e o NMC.

#### 10.8.4 - CÁLCULO DO AMORTECIMENTO

O cálculo do amortecimento de uma determinada cheia numa albufeira consiste em obter o hidrograma da cheia efluente, partindo de:

- nível na albufeira no início da cheia;
- lei do volume armazenado na albufeira em função do nível;
- lei de vazão dos órgãos de segurança.

O cálculo baseia-se na resolução da equação diferencial

$$Q dt = q dt + dV$$

em que é:

- $Q$  = caudal afluente no instante  $t$ ,
- $q$  = caudal efluente no instante  $t$ ,
- $V$  = volume armazenado na albufeira.

Esta resolução é feita por diferenças finitas, com passos de cálculo em intervalos de tempo  $\Delta t$ , para o que a equação anterior se transforma em

$$\frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t = \frac{q_i + q_{i+1}}{2} \Delta t + V_{i+1} - V_i$$

referindo-se os índices  $i$  e  $i+1$  aos instantes nos extremos do intervalo de cálculo,  $t_i$  e  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$ .

Em cada passo de cálculo, parte-se do conhecimento de  $Q_i$ ,  $Q_{i+1}$ ,  $q_i$ ,  $V_i$  e pretende-se determinar  $q_{i+1}$  e  $V_{i+1}$ . Numa primeira iteração considera-se que  $q_{i+1}$  igual a  $q_i$ ; a equação anterior permite então considerar uma primeira aproximação de  $V_{i+1}$ , de onde se obtém o nível correspondente  $N_{i+1}$ , pelo recurso à lei de volumes armazenados. Em cada uma das iterações seguintes, toma-se  $q_{i+1}$  igual ao valor obtido na iteração precedente. O cálculo correspondente a esse passo termina quando a diferença entre valores de  $N_{i+1}$  obtidos em duas iterações sucessivas é inferior a um limite previamente fixado.

## 10.9 - CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DE OBRAS HIDRÁULICAS

A ocorrência de cheias é de natureza aleatória e os métodos estatísticos permitem avaliar o valor do caudal de ponta máximo anual em função da probabilidade de ocorrência (ou, o que é equivalente, do período de retorno).

Essa avaliação é importante para caracterizar o risco de inundação de certas zonas, em consequência de ser ultrapassada a capacidade de vazão dos leitos dos cursos de água em condições naturais ou de ser excedido o caudal de dimensionamento de obras hidráulicas.

Neste último caso, a integridade das obras pode ser posta em perigo, dependendo os prejuízos daí decorrentes da importância e das características das obras e das condições a jusante.

O caudal de dimensionamento pode ser determinado a partir da condição de minimizar a soma do custo das obras (crescente com o caudal de dimensionamento) e do valor provável, actualizado, dos danos resultantes de ser excedido aquele caudal (ou do custo actualizado do respectivo seguro). O valor, assim, determinado pode ser alterado por considerações de ordem psicológica, social, política e outra, de difícil contabilização (QUINTELA e ALMEIDA, 1965 ).

Muitas vezes, em vez de um estudo de tal tipo, fixa-se unicamente o período de retorno do caudal de dimensionamento, devendo atender-se a:

- tipo de estrutura (por exemplo, uma barragem de aterro é mais vulnerável ao julgamento do que uma barragem de betão);
- características e importância da obra (por exemplo, número e tipo de evacuadores de cheias, volume da

albufeira);

- condições de ocupação a jusante;
- número de anos de vida da obra.

O número de anos de vida da obra, N, influencia o período de retorno a adoptar, pois o risco r de insuficiência da obra, (ou seja a probabilidade de o caudal de dimensionamento ser excedido uma vez durante a vida da mesma) depende de ambos os parâmetros: período de retorno T e número de anos N.

Esse risco calcula-se pela expressão

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

que se deduz facilmente se se atender a que a probabilidade de o caudal de dimensionamento não ser excedido num ano é

$$1 - \frac{1}{T}$$

e em N anos é

$$\left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

pois há independência da probabilidade de ocorrência do caudal de ponta em cada ano.

De acordo com a expressão anterior, o risco de insuficiência r = 5% implica que, para uma vida da obra de N = 50 anos se adopte um período de retorno T = 976 anos.

Pode caracterizar-se o significado do risco, a partir dos últimos valores apresentados. Se se construírem 100 obras dimensionadas para o caudal com o período de retorno de 976 anos e implantadas em regiões meteorologicamente independentes, em cada período de 50 anos ter-se-á, em média, cinco casos em que o caudal de dimensionamento é excedido.

Os critérios para a fixação do período de retorno não

são uniformes nos diferentes países.

Transcreve-se no Quadro 10.6 a tabela de valores do período de retorno recomendados por TONINI (1966)

QUADRO 10.6

PERÍODO DE RETORNO DO CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO  
DE OBRAS HIDRÁULICAS (segundo TONINI, 1966)

Tipos de obras	Período de retorno (anos)		
-Drenagem de zonas urbanas.	10	a	20
-Obras de enxugo.	20	a	50
-Obras de defesa de cheias dos cursos de água, consoante a importância da zona e dos centros urbanos existentes.	20	ou	50 a 100
-Obras de defesa do mar e segundo a importância da zona e dos centros populacionais.	50	a	120
-Evacuadores de cheias de barragens de betão, de modesta dimensão, em zonas pouco habitadas.	100	a	250
-Evacuadores de cheias de barragens de betão com certa dimensão, em zonas medianamente habitadas.	250	a	500
-Evacuadores de cheias de barragens de betão de grandes dimensões, em zonas muito habitadas.	500	a	1000
-Evacuadores de cheias de barragens de aterro com uma certa dimensão, em zonas medianamente habitadas.	1000	a	5000
-Evacuadores de cheias de barragens de aterro com dimensões importantes, em zonas muito habitadas.	5000	a	10000
-Obras de protecção a estaleiros, trabalhos em curso.	5	ou	10 a 20

Caudais com períodos de retorno de 1000 a 10000 anos são obtidos com uma larga margem de incerteza, em resultado de os métodos estatísticos imporem a necessidade de:

- postular a lei de distribuição probabilística, a ser extrapolada muito para além das frequências observadas;
- estimar os parâmetros da referida lei a partir da amostra disponível de caudais de cheia.

Verifica-se a tendência para substituir a adoção de caudais com períodos de retorno tão elevados por caudais máximos prováveis.

## CAPÍTULO 12

CHEIAS EM PEQUENOS CURSOS DE ÁGUA E A  
OCUPAÇÃO DO TERRITÓRIO12.1 - ESPECIFICIDADE DAS CHEIAS DOS PEQUENOS CURSOS DE ÁGUA.  
CARACTERIZAÇÃO HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA

Os pequenos cursos de água caracterizam-se por uma resposta rápida do caudal à precipitação que lhe dá origem. Precipitações intensas provocam neles cheias com ponta relativamente elevada que sucedem rapidamente às precipitações, o que torna inaplicáveis as técnicas usuais de previsão e de aviso de cheias.

Estas cheias, para as quais está consagrada a designação em língua inglesa de flash floods e se propõe em português a de cheias repentinas, têm vindo ultimamente a merecer interesse da comunidade científica internacional, nomeadamente de organismos como a UNESCO e a WMO, e a ser objecto de preocupação das entidades que em diferentes países têm intervenção no domínio das cheias.

Se bem que o critério de classificação de cheias repentinas se baseie no tempo de concentração das respectivas bacias hidrográficas (inferior a 6 h segundo publicação da WMO ou a 24 h segundo outras fontes), são considerados neste trabalho pequenos cursos de água aqueles cujas áreas das bacias respectivas não excedam duas a três centenas de quilómetros quadrados.

Para situar o problema, apresentam-se alguns números relativos a bacias de pequenos cursos de água próximas de Lisboa:

- Ribeira das Vinhas em Cascais (na foz)	30 km <sup>2</sup>
- Ribeira de Odivelas em Odivelas	28 km <sup>2</sup>
- Rio de Loures a montante da confluência com o rio Trancão	148 km <sup>2</sup>
- Rio Trancão a montante de confluência com o rio de Loures	105 km <sup>2</sup>
- Rio Trancão em Sacavém	268 km <sup>2</sup>
- Rio Sizando em Torres Vedras	114 km <sup>2</sup>

O regime hidrológico da generalidade dos pequenos cursos de água em Portugal é do tipo torrencial. Durante grande parte do ano, o caudal é nulo ou praticamente nulo ou então é devido quase exclusivamente às águas residuais em especial nas zonas urbanas. Na parte restante, os caudais são baixos, passando-se muitos anos sem que a água transborde dos leitos menores.

Os caudais específicos das cheias excepcionais nos pequenos cursos de água são muito elevados, podendo avaliar-se a sua ordem de grandeza em média, para cheias centenárias, em  $9$  e  $4 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^2$  respectivamente para bacias hidrográficas de  $10$  e  $100 \text{ km}^2$  na região de Lisboa. Nas cheias centenárias a água pode atingir níveis dificilmente imagináveis.

Estas características hidrológicas dificultam a tomada de consciência dos riscos das construções nos leitos de cheias, por parte do público em geral, de autarcas e até de técnicos menos esclarecidos.

Os pequenos cursos de água que se têm vindo a mencionar terão em geral leitos declivosos, proporcionando, durante as cheias, velocidades muito elevadas, capazes de originar o arrastamento de blocos de grande dimensão, sejam blocos provenientes dos leitos, sejam blocos resultantes da destruição de muros e de outras construções, os quais se vão depositar nas zonas de menores velocidades.

Por outro lado, o transporte em suspensão é muito elevado em consequência da erosão das cabeceiras por precipitações intensas ou do ataque das margens pela corrente. Nas zonas de inundação com menor velocidade, o material transportado em suspensão deposita-se e contribui relevantemente para os prejuízos causados pelas cheias.

Os prejuízos causados pelas cheias repentinas nas zonas rurais dizem respeito fundamentalmente às culturas, ao gado, às instalações agrícolas e aos solos. Em muitos casos, não se justificam obras nos cursos de água para o controlo desses prejuízos.

Nas zonas urbanas os efeitos das cheias repentinas traduzem-se por perdas de vidas e danos muito elevados nas habitações, nos haveres pessoais, nos equipamentos e nos estabelecimentos comerciais e industriais.

Nestas condições e abrangendo os leitos de cheia dos pequenos cursos de água uma parcela importante do território, torna-se imperativo concentrar esforços para que áreas urbanas se não continuem a desenvolver em zonas de inundação e para que sejam tomadas medidas correctivas (ou estruturais) para diminuição de prejuízos e riscos nos locais em que essa situação esteja criada.

Nas zonas rurais, importa também disciplinar a ocupação dos leitos de

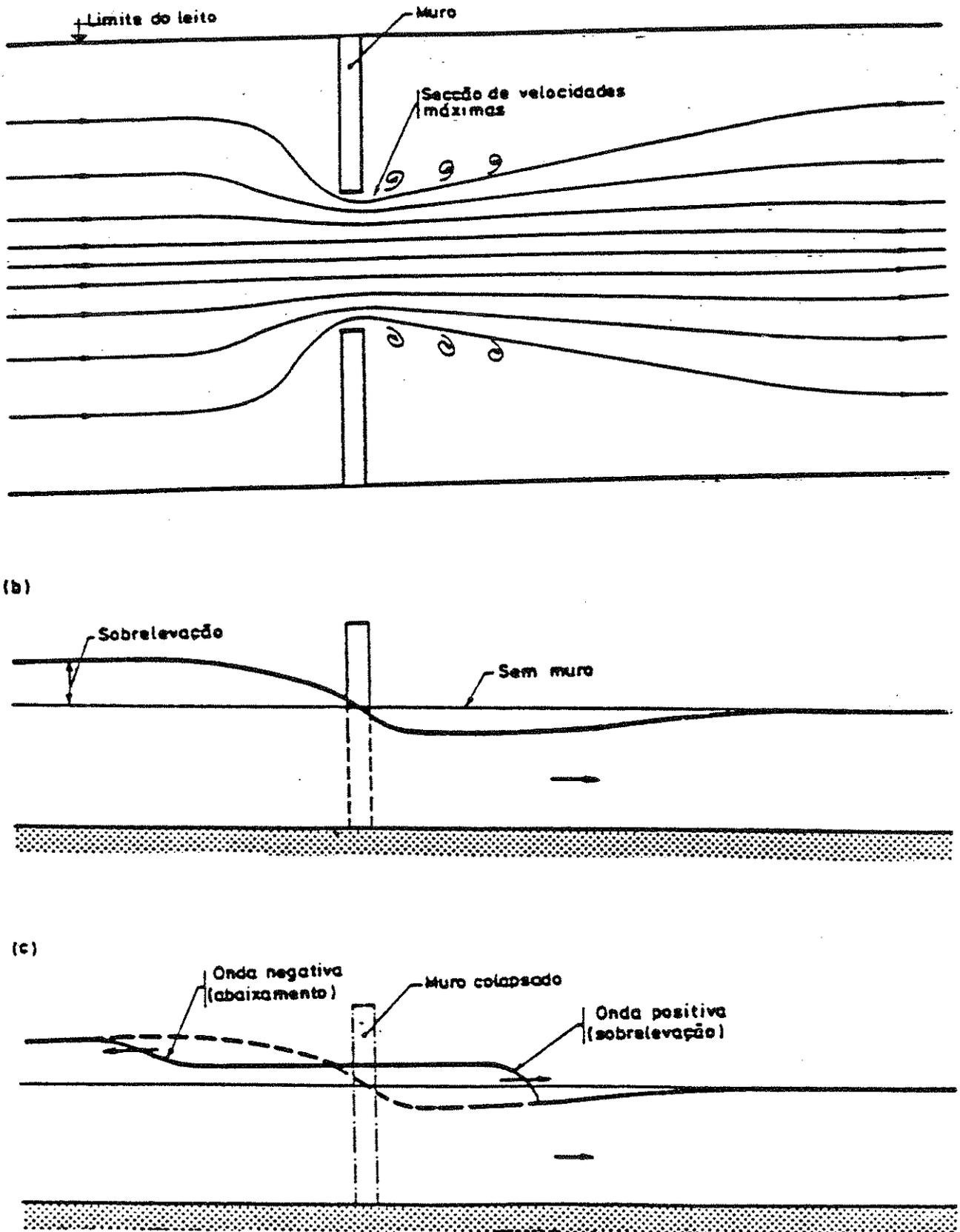


Fig. 12.1 - Efeito do obstáculo, constituído por um muro transversal, nas condições do escoamento: (a) planta, (b) perfil e (c) ondas provocadas

cheia para evitar não só os prejuízos causados pelas cheias nas construções que se aí situam, mas também os que serão consequência da presença dessas construções e da sua eventual ruína durante as cheias.

## 12.2 - IMPLANTAÇÃO DE EDIFICAÇÕES E INFRAESTRUTURAS NOS LEITOS DE CHEIA. EFEITOS E CRITÉRIOS DE ATENUAÇÃO

As edificações e as infraestruturas nos leitos de cheias constituem obstáculos ao escoamento e, se a obstrução produzida for significativa em relação à secção líquida livre, provocam sobrelevação do nível da água a montante - - Figura 12.1, (a) e (b). Tal sobrelevação é que ocorreria em condições naturais, origina junto e a jusante dos obstáculos o aumento da velocidade e, portanto, do poder erosivo da corrente, com as suas consequências nefastas.

Edificações dispostas transversalmente aos leitos e, particularmente os muros, são susceptíveis de inconvenientes adicionais. Com efeito, a sua eventual ruína súbita, ao serem atingidos determinados desníveis da superfície da água entre montante e jusante, dá origem à propagação para jusante de ondas com forte poder destruidor - Figura 12.1 (c). Por outro lado, o abaixamento do nível da água então produzido a montante desses obstáculos cria desníveis da superfície da água entre o interior e o exterior das edificações inundadas, de que resulta a destruição de paredes, portas, janelas e montras e até a saída para o exterior de utensílios.

De acordo com o que se acaba de mencionar, a construção de edificações nos leitos de cheia não pode ser deixada à responsabilidade individual, com os riscos assumidos pelos que as realizam, pois que delas resulta o agravamento dos riscos a que outros ficam sujeitos. Legítima-se, pois, plenamente, o direito de intervenção da Comunidade no disciplinamento da ocupação dos leitos de cheia, em detrimento da liberdade individual.

Deve notar-se que o impedimento legal da construção em faixas laterais a partir do leito menor, mesmo nos cursos de água muito pequenos, é exigido não só pela livre passagem das cheias, mas também pela conservação dos leitos e pela realização de obras marginais.

As infraestruturas das redes viárias e de obras de índole colectiva, em particular os aterros transversais de vias de comunicação, as pontes e os aquedutos, têm de ser objecto de atenção especial no que respeita à passagem das cheias.

O período de retorno do caudal de dimensionamento a adoptar no projecto hidráulico de pontes não submersíveis deve ter em conta a importância das

mesmas e a ocupação dos leitos de cheia. É prática corrente adoptar o período de retorno de 100 anos. No entanto, crê-se que, no caso de leitos de cheia ocupados por habitações, o período de retorno deva ser aumentado, sem prejuízo de ainda serem analisadas as consequências de ocorrerem caudais com períodos de retorno nitidamente superiores e de, eventualmente, serem tomadas as necessárias precauções.

Uma solução bastante vulgarizada no passado consiste em situar o topo do aterro não muito acima do leito natural de cheia e prever troços ascendentes junto à ponte sobre o leito menor, o que permite a passagem parcial da cheia sobre o aterro, sem atingir o tabuleiro daquela. Têm, assim, resistido ao longo de dezenas de anos muitas pontes de vão manifestamente insuficiente e com má inserção relativamente à direcção do escoamento.

Convém evitar o fraccionamento demasiado do vão total de pontes e pontões para que os vãos parciais resultantes não possam ser colmatados por árvores, ramos e outros detritos transportados durante as cheias excepcionais.

Os cabos enterrados e os postes para cabos aéreos de telecomunicações ou de energia eléctrica e as condutas, em particular as de abastecimento de água, devem ser implantados com segurança relativamente às cheias. Convém nomeadamente que os projectos de vias de comunicação nos trechos sujeitos a inundações atendam a condicionamentos para a passagem, ainda que futura, de cabos eléctricos e de condutas. São reconhecidamente inconvenientes as soluções de condutas que obstruem o vão sob pontes e pontões ou que se desenvolvem nos leitos dos cursos de água.

A canalização coberta de pequenos cursos de água é uma solução frequentemente praticada devido aos aliciantes que oferece: área livre para uma utilização sem condicionamentos e eliminação do incómodo provocado nas populações pela presença nos cursos de água, tão generalizada em Portugal, de águas usadas, sem tratamento. Apresenta, porém, fortes riscos de prejuízos muito graves pelo que se deve evitar. Com efeito, mesmo sem o caudal de dimensionamento ser excedido, a obstrução parcial ou total da canalização pode obrigar o escoamento a dar-se pelo exterior, com os danos inerentes. Essa obstrução pode ser motivada quer pela deposição, ao longo de tempo, do carreamento sólido e de detritos, pois a limpeza periódica acaba por não se realizar, quer pela colmatação da secção de entrada da canalização durante a própria cheia por elementos transportados pela água, desde ramos a troncos de árvores, até automóveis.

Os prejuízos causados pela passagem da cheia pelo exterior da canaliza

ção ainda se agravam se essa passagem, que normalmente seguiria o percurso em planta de canalizações, fôr barrada por construções, obrigando a água a desviar-se lateralmente (como se verificou na ribeira das Vinhas, em 1983).

### 12.3 - INUNDAÇÕES DE 1967 E DE 1983 NA REGIÃO DE LISBOA

A precipitação ocorrida em 24 h, ou nos intervalos de tempo mais curtos que determinam as pontas de cheia nos pequenos cursos de água, ultrapassam, por vezes largamente, a que tem probabilidade de ser excedida uma vez em 100 anos (precipitação centenária).

Em 1967 e 1983 ocorreram na região de Lisboa cheias repentinas de carácter catastrófico. O número de mortes provocadas pelas mesmas foi bem diferente : respectivamente, mais de 400 e da ordem da dezena. No entanto, os valores dos prejuízos materiais, a preços comparáveis, não terão sido inferiores em 1983. Esta circunstância é bem evidenciada pela observação dos diapositivos de montagem do Diário de Notícias, correspondentes às duas cheias -  
- Figura 12.2.

### 12.4 - MEDIDAS CORRECTIVAS E PREVENTIVAS DOS EFEITOS DAS CHEIAS

O material sólido proveniente da erosão das encostas que se deposita durante as cheias nas zonas do escoamento com velocidades mais baixas provoca elevados prejuízos nos bens pessoais, nos sistemas de drenagem e na rede hidrográfica. Essa erosão acentua-se com a ocupação das encostas por bairros habitacionais e outras construções, como se mencionou na alínea anterior e é o caso de várias zonas da região de Lisboa, nomeadamente nas bacias hidrográficas da ribeira de Odívelas e do rio Trancão.

Trata-se de zonas cuja única aptidão será a ocupação por floresta, com o que se pode assegurar a protecção do solo contra a erosão e a disponibilidade de espaços verdes e de recreio para as populações. A definição de zonas nestas condições e as medidas para promover a florestação são tarefas prioritárias do ordenamento do território. A não serem tomadas com urgência essas medidas, criar-se-ão situações praticamente irreversíveis.

Deseja-se registar que, de acordo com o conhecimento actual - e contrariamente à opinião frequentemente expressa em Portugal - a florestação das bacias, se bem que diminua os caudais de ponta das cheias normais, não reduz significativamente as pontas das cheias excepcionais, que são produzidas por



precipitações que excedem largamente a capacidade de retenção do solo.

Não pode, assim, a florestação resolver o problema da protecção de zonas inundáveis, embora seja imprescindível a sua acção para o domínio da erosão, associada à correcção torrencial.

Este entendimento do efeito das florestas sobre as cheias é apresentado por figuras prestigiadas no domínio da hidrologia em geral como Thomas Dunne e Luna Leopold e da hidrologia florestal, como John D. Hewlett e R. Lee e fundamenta-se em estudos hidrológicos baseados em medições. Anteriormente, nos primeiros decénios deste século, estabeleceu-se acesa controvérsia nos EUA sobre o efeito das florestas no regime hidrológico dos rios, existindo então defensores de que as florestas tornavam mais regular o regime dos rios e, segundo os mais entusiastas, que eliminavam as cheias, o que se não aceita hoje.

As situações criadas de ocupação urbana e industrial dos leitos de cheia exigem medidas correctivas (ou estruturais) para a diminuição dos riscos a que essa ocupação está sujeita. Podem encarar-se isoladamente ou em conjunto medidas a definir após estudos hidráulicos dos regolfos correspondentes a caudais de diferentes períodos de retorno. Entre outras, citam-se as seguintes medidas:

- eliminação de obstáculos críticos como pontes, pontões, aquedutos, aterros e outras edificações;
- redefinição dos leitos menores e de cheias e de obras de protecção;
- albufeiras de amortecimento e zonas de expansão de cheias;
- desvios de água para outras bacias;
- deslocações de populações ou, pelo menos, de equipamentos e instituições que requeiram maior segurança.

As medidas estruturais que venham a ser adoptadas não dispensam a concomitante adopção de medidas preventivas, em relação à ocupação futura e a sistemas de aviso e emergência.

As medidas legislativas e regulamentares de disciplinamento da ocupação dos leitos de cheia constituiriam, se cumpridas, a melhor forma de prevenção contra os efeitos das cheias em zonas urbanas e industriais, pois se evitaria que estas se desenvolvessem em áreas inundáveis.

A legislação portuguesa prevê a classificação, por decretos específicos, de zonas adjacentes : áreas que se estendem desde a margem ao limite alcançável pela cheia centenária. Em tais zonas, a aprovação de planos e anteplanos de urbanização e expansão, a celebração de contratos de urbanização e o licenciamento municipal de loteamentos urbanos, carecem de autorização especial.



## ANALISE ESTATISTICA DE VARIÁVEIS HIDROLÓGICAS

A1.1 - VARIÁVEIS HIDROLOGICAS ALEATORIAS.  
FUNÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO

Os valores de algumas séries hidrológicas são independentes e exprimem o resultado da contribuição de um número extremamente grande de factores, pelo que se podem considerar como aleatórias.

Estão nestas condições, entre outras, as seguintes séries de valores:

- precipitação anual,
- precipitação num determinado mês do calendário,
- precipitação máxima anual com determinada duração,
- escoamento anual,
- escoamento num determinado mês do calendário,
- caudal instantâneo (e caudal médio diário) máximo anual.

A um dado valor  $x$  de uma variável aleatória  $X$  pode associar-se a probabilidade  $F(x)$  de a variável assumir um valor inferior ou igual a  $x$

$$F(x) = \text{Probabilidade de } X \leq x$$

A função  $F(x)$  é designada por função de distribuição de probabilidade, intervindo nela, além da variável  $x$ , parâmetros  $a, b, \dots$ , pelo que se pode também empregar a notação  $F(x, a, b, \dots)$ .

Para representar a distribuição de valores de grandezas hidrológicas utilizam-se vários tipos de funções de distribuição de probabilidade, como a distribuição normal (ou de Gauss), a distribuição logarítmico-normal (ou de Galton), a de Gumbel e a lei de Pearson tipo III.

foram tratadas as leis de distribuição normal e logaritmico-normal. Neste Anexo, apresentam-se sumariamente os elementos que permitem a aplicação prática quer das referidas leis quer da lei de Gumbel e da lei de Pearson tipo III.

Dada uma amostra de  $n$  valores observados de uma variável aleatória

$$x_1, x_2, x_3, \dots, x_i, \dots, x_n$$

seleccionam-se alguns tipos de funções de distribuição que se julgam a priori como capazes de representar a distribuição estatística do universo de valores de que foi extraída a amostra.

Para cada tipo de função de distribuição estimam-se os parâmetros  $a, b, \dots$  a partir da amostra, mediante um método de estimação de parâmetros.

Os dois métodos de estimação de parâmetros mais utilizados são o dos momentos e da máxima verosimilhança. Estes métodos fornecem estimadores dos parâmetros que, no caso da lei normal, coincidem.

Para as restantes leis atrás mencionadas, são apresentados estimadores obtidos pelo método dos momentos, que consiste em igualar os sucessivos momentos da lei de distribuição e da série que se pretende ajustar, até uma ordem igual à do número de parâmetros.

A qualidade do ajustamento à amostra fornecido por cada uma das funções consideradas pode ser analisada por meio de ensaios estatísticos analíticos ou de um método gráfico, de uso generalizado, e que se passa a descrever.

Neste método, a curva de  $F(x)$ , bem como os pontos correspondentes à amostra, são representados num gráfico cujo eixo das abscissas é graduado em  $F(x)$  segundo uma escala apropriada.

Cada ponto corresponde a um par de valores  $x_i$  e  $F(x_i)$  em que  $x_i$  é o valor de ordem  $i$  da amostra e  $F(x_i)$  é a estimativa da probabilidade com que ocorrem valores iguais ou inferiores a  $x_i$ .

A estimativa  $F(x_i)$  é calculada pela expressão

$$F(x_i) = \frac{i}{n + 1}$$

em que  $i$  é o número de ordem de  $x_i$  na amostra, supondo-a classificada por ordem crescente. Esta expressão tem justificação teórica e apresenta sobre a expressão clássica da frequência,  $\frac{i}{n}$ , a vantagem de fornecer um valor inferior à unidade para o valor da função de distribuição correspondente ao valor mais elevado da amostra,  $F(x_n)$ .

## A1.2 - PERÍODO DE RETORNO

Quando os valores da amostra representam valores anuais (um valor para cada ano) é cómodo, por constituir uma noção mais intuitiva, associar o período de retorno,  $T$ , em vez da probabilidade  $F(x, a, b, \dots)$ , a um dado valor da variável.

O período de retorno de um determinado valor  $x$  é o número de anos que separaria em média as ocorrências de valores anuais da variável superiores a  $x$ .

Atendendo a que a probabilidade de ser excedido o valor  $x$  é expressa por

$$1 - F(x, a, b, \dots)$$

o período de retorno  $T$  relaciona-se com  $F(x, a, b, \dots)$  por

$$T = \frac{1}{1 - F(x, a, b, \dots)}$$

É indispensável ter bem presente que o conceito de período de retorno não está associado a qualquer ideia de repetição cíclica. Assim, podem ocorrer em dois anos sucessivos valores da variável que ultrapassam o valor  $x_{100}$  correspondente a um período de retorno de 100 anos; essa ocorrência é muito pouco provável, mas não

impossível. Com efeito, o que define o período de retorno é o intervalo médio que separaria a ocorrência de valores da variável superiores a  $x_{100}$ . Se se tivesse a possibilidade de dispor de um período de observação da variável suficientemente longo, aquele intervalo médio seria de 100 anos para o valor  $x_{100}$ .

### 9.A1.3 - LEI DE GAUSS OU LEI NORMAL

A função de distribuição de Gauss ou lei normal é da forma

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{(x-u)^2}{2\sigma^2}} dx$$

em que os parâmetros  $\mu$  e  $\sigma$  são, respectivamente, a média e o desvio-padrão da distribuição teórica considerada.

Sendo a lei normal uma lei simétrica, é nulo o seu coeficiente de assimetria.

Por introdução da variável reduzida  $u = \frac{x - \mu}{\sigma}$  (de média nula e desvio-padrão unitário) a função de distribuição toma a forma

$$F(x) = \Phi(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

Os valores de  $\Phi(u)$  são dados por tabelas em função de  $u$ .

O recurso a tabelas é evitado pelo cálculo numérico utilizando a seguinte expressão aproximada, cujo erro absoluto é inferior a  $10^{-5}$

$$\Phi(u) = 1 - f(u) (0,4361836 t - 0,1201676 t^2 + 0,9372980 t^3)$$

sendo

$$f(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{u^2}{2}}$$

e

$$t = \frac{1}{1 + 0,33267 |u|}$$

Alternativamente, o valor de  $\phi(u)$  pode ser determinado com recurso à função de erro  $\text{erf}(x)$ , incluída nalguns compiladores e que, com erro inferior a  $1,5 \times 10^{-7}$ , pode ser calculada pela expressão

$$\text{erf}(x) = 1 - (0,254829592 t - 0,284496736 t^2 + 1,421413741 t^3 - 1,453152027 t^4 + 1,061405429 t^5) e^{-\frac{u^2}{2}}$$

onde é

$$t = \frac{1}{1 + 0,3275911 \frac{u}{\sqrt{2}}}$$

sendo  $u$  a variável normal reduzida.

A função  $\phi(u)$  no intervalo  $0,5 < \phi(u) < 1$  é calculada por

$$\phi(u) = \frac{1}{2} [1 + \text{erf}(z)]$$

A função inversa de  $\phi(u)$  pode obter-se, no intervalo  $0,5 < [1 - \phi(u)] < 1$ , pela seguinte expressão aproximada com um erro inferior a  $4,5 \times 10^{-4}$

$$u = q - \frac{2,515517 + 0,802853 q + 0,010328 q^2}{1 + 1,432788 q + 0,189269 q^2 + 0,001308 q^3}$$

sendo

A função de distribuição da variável X é

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_y} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{(y - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}} dy$$

Esta variável X poderá tomar valores entre zero e correspondentes ao campo da variável transformada  $(-\infty, \infty)$ . Sendo a variável normal reduzida u definida por

$$u = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} = \frac{\log x}{\sigma_y}$$

equivalente a

$$\log x = \mu_y + u \sigma_y$$

a lei logarítmico-normal pode ser representada por uma recta num gráfico designado por logarítmico-normal, com o eixo das probabilidades de graduação normal e o segundo eixo de graduação logarítmica, em que se marca x.

Os estimadores M e S dos parâmetros  $\mu_y$  e  $\sigma_y$  têm as expressões seguintes

$$M = \frac{\sum \log x_i}{n} \quad S = \sqrt{\frac{\sum \log^2 x_i}{n-1} - \frac{(\sum \log x_i)^2}{n(n-1)}}$$

e a estimativa x de um valor de probabilidade F(x) é tal que

$$\log x = M + uS$$

em que u é o valor da variável reduzida normal correspondente à probabilidade F(x).

Em resumo, a aplicação da lei logarítmico-normal aos valores de uma amostra da variável x coincide com a aplicação da lei normal aos logaritmos daqueles valores.

$$q = \sqrt{\ln \frac{1}{[1 - \phi(u)]}}$$

Se se adoptar um eixo de probabilidade de escala funcional, em que os valores da probabilidade  $\phi(u)$  são marcados em correspondência com os valores de  $u$  de um eixo de graduação linear, a lei normal virá representada por uma recta de equação

$$x = \mu + u \sigma$$

num gráfico em que o segundo eixo ortogonal seja o dos valores da variável.

A graduação do eixo de probabilidade assim obtida é designada por graduação de probabilidade normal ou de Gauss.

A estimativa  $\bar{x}$  da média e a estimativa  $s'$  (corrigida do número de graus de liberdade) do desvio-padrão  $\sigma$  da distribuição são calculadas a partir dos valores da amostra  $x_i$  ( $i = 1$  a  $n$ ) por

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum x_i \quad s' = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1} = \frac{\sum x_i^2}{n-1} - \frac{(\sum x_i)^2}{n(n-1)}$$

A recta de equação  $x = \bar{x} + us'$  (que se designa por recta de Henry) passa, portanto, pelo ponto correspondente à estimativa  $x$  da média e à probabilidade de 0,50 e tem por coeficiente angular  $s'$ .

#### A1.4 - LEI DE GALTON OU LEI LOGARITMICO-NORMAL

Uma variável segue a lei de Galton ou lei logaritmico-normal quando a sua transformada  $Y$ , definida por  $v = \log x$  apresentar uma distribuição normal.

## A1.5 - LEI DE GUMBEL

A lei de Gumbel tem sido adoptada para representar a distribuição dos valores máximos anuais do caudal de ponta de cheia (ou do caudal diário anual) ou de precipitações intensas com determinada duração.

Se os parâmetros da distribuição são estimados de acordo com o método dos momentos, a lei exprime-se por

$$x = \mu + K \sigma$$

em que  $\mu$  e  $\sigma$  têm o significado habitual e são estimados por  $\bar{x}$  e  $s'$  e  $K$  é o factor de probabilidade, dependente de  $F(x)$ , e com significado análogo ao da variável  $u$  da lei normal.

O factor  $K$  calcula-se por

$$K = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \left( -\ln \ln \frac{1}{F(x)} - 0,577216 \right)$$

e encontra-se tabelado no Quadro A1.1

## A1.6 - LEI DE PEARSON TIPO III

A lei de Pearson tipo III é uma lei de três parâmetros que (no caso de adopção do método dos momentos) se exprime por

$$x = \mu + K \sigma$$

em que os parâmetros  $\mu$  e  $\sigma$  são estimados por  $\bar{x}$  e  $s'$  e o factor de probabilidade  $K$  depende, além de  $F(x)$ , do terceiro parâmetro, o coeficiente de assimetria. No Quadro A1.2 apresentam-se os valores de  $K$  em função de  $F(x)$  e do coeficiente de assimetria.

A estimativa do coeficiente de assimetria calcula-se a partir dos  $n$  valores da amostra por

$$C_a = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)} \frac{\sum (x_i - \bar{x})^3}{ns'^3}$$

recomendado alguns autores que a estimativa assim obtida seja multiplicada por  $(1 + \frac{8,5}{n})$

QUADRO A1.1

TABELA DO FACTOR DE PROBABILIDADE K DA LEI DE GUMBEL

$$x = \mu + K \sigma$$

$$K = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \left( -\ln \ln \frac{1}{F(x)} - 0,577216 \right)$$

F(x)	K	F(x)	K
0,0001	-2,181	0,60	0,074
0,0002	-2,120	0,70	0,354
0,0005	-2,032	0,75	0,521
0,001	-1,957	0,80	0,719
0,002	-1,874	0,90	1,305
0,005	-1,750	0,95	1,866
0,01	-1,641	0,98	2,592
0,02	-1,514	0,99	3,137
0,05	-1,306	0,995	3,679
0,10	-1,100	0,998	4,395
0,20	-0,821	0,999	4,936
0,25	-0,705	0,9995	5,476
0,30	-0,595	0,9998	6,191
0,40	-0,382	0,9999	6,731
0,50	-0,164		

$$F(x) = \text{Prob. } (X \leq x)$$

TABELA DO FACTOR DE PROBABILIDADE DA LEI DE PEARSON TIPO III

$$x = \mu + K \sigma$$

F(x)	Coeficiente de assimetria $\gamma_1$												
	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,50	3,00
0,0001	-3,7190	-3,2992	-2,8991	-2,5251	-2,1845	-1,8841	-1,6284	-1,4175	-1,2473	-1,1105	-0,9999	-0,8000	-0,6667
0,0005	-3,2905	-2,9670	-2,6539	-2,3555	-2,0766	-1,8224	-1,5974	-1,4041	-1,2424	-1,1090	-0,9995	-0,8000	-0,6667
0,0010	-3,0902	-2,8079	-2,5326	-2,2678	-2,0174	-1,7857	-1,5769	-1,3941	-1,2301	-1,1074	-0,9990	-0,8000	-0,6667
0,0050	-2,5758	-2,3879	-2,2009	-2,0164	-1,8366	-1,6639	-1,5011	-1,3511	-1,2162	-1,0975	-0,9950	-0,7997	-0,6667
0,0100	-2,3263	-2,1784	-2,0293	-1,8803	-1,7327	-1,5884	-1,4494	-1,3182	-1,1968	-1,0871	-0,9800	-0,7992	-0,6666
0,0500	-1,6448	-1,5861	-1,5236	-1,4576	-1,3886	-1,3168	-1,2431	-1,1683	-1,0934	-1,0197	-0,9487	-0,7902	-0,6653
0,1000	-1,2815	-1,2582	-1,2311	-1,2003	-1,1657	-1,1276	-1,0861	-1,0414	-0,9942	-0,9450	-0,8946	-0,7706	-0,6602
0,2000	-0,8416	-0,8499	-0,8551	-0,8572	-0,8561	-0,8516	-0,8437	-0,8322	-0,8172	-0,7987	-0,7769	-0,7107	-0,6357
0,5000	0,0	-0,0332	-0,0665	-0,0995	-0,1320	-0,1640	-0,1952	-0,2254	-0,2542	-0,2815	-0,3069	-0,3599	-0,3955
0,8000	0,8416	-0,8304	0,8164	0,7995	0,7799	0,7575	0,7326	0,7051	0,6753	0,6434	0,6094	0,5179	0,4204
0,9000	1,2815	1,3010	1,3167	1,3285	1,3364	1,3404	1,3405	1,3367	1,3290	1,3176	1,3026	1,2504	1,1801
0,9500	1,6448	1,6997	1,7505	1,7970	1,8392	1,8768	1,9099	1,9384	1,9621	1,9812	1,9957	2,0125	2,0034
0,9900	2,3263	2,4723	2,6154	2,7551	2,8910	3,0226	3,1494	3,2713	3,3880	3,4994	3,6052	3,8454	4,0514
0,9950	2,5758	2,7632	2,9490	3,1323	3,3124	3,4887	3,6607	3,8280	3,9902	4,1470	4,2983	4,6518	4,9696
0,9990	3,0902	3,3770	3,6661	3,9557	4,2444	4,5311	4,8149	5,0951	5,3709	5,6419	5,9078	6,5481	7,1524
0,9995	3,2905	3,6211	3,9561	4,2931	4,6306	4,9670	5,3013	5,6325	5,9599	6,2828	6,6009	7,3725	8,1084
0,9999	3,7190	4,1530	4,5969	5,0472	5,5012	5,9569	6,4125	6,8666	7,3182	7,7663	8,2103	9,2992	10,3542

(1) -  $x = \bar{x} + K \sigma$  Tabela extraída de U.S. WATER RESOURCES COUNCIL (1977)