

DIMENSIONAMIENTO HIDROLÓGICO

2.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

Por forma a assegurar a necessária fiabilidade, o dimensionamento hidrológico de passagens hidráulicas, deve recorrer a estudos hidrológicos que conciliem os custos com o risco de ocorrência de situações de cheia. Tais estudos consistem essencialmente no cálculo dos parâmetros que definem os hidrogramas de cheia, que no caso particular de passagens hidráulicas se limitam ao cálculo do caudal de ponta de cheia.

Na prática, verifica-se que é situação frequente a inexistência ou insuficiência de registos de caudais, pelo que se recorre a dados pluviométricos, geralmente mais abundantes, para se calcular o caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas.

Com o objectivo de determinar os caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas, apresenta-se um conjunto de técnicas e modelos de cálculo. Entre os modelos apresentados, o método do Soil Conservation Service apresenta-se como uma metodologia completa e consistente para o cálculo de caudais de ponta de cheia em pequenas bacias hidrográficas que não possuam registos hidrométricos. O método racional e a fórmula de Mockus são metodologias de simples aplicação e com resultados aceitáveis no dimensionamento de passagens hidráulicas, pelo que são muito utilizadas, nomeadamente em projectos da BRISA e da JAE.

Neste texto, apresenta-se também um conjunto de elementos e metodologias que permitem a avaliação das precipitações, do coeficiente de escoamento e do tempo de concentração de bacias hidrográficas, tendo em vista uma adequada quantificação do caudal de ponta de cheia.

O estudo do regime de escoamentos de uma dada bacia, a partir da informação udométrica, deverá basear-se na hipótese de que chuvadas com determinado período de retorno originam cheias de igual período de retorno, o que poderá não ser necessariamente verdade uma vez que a humidade inicial do solo e a variação da intensidade de precipitação ao longo da chuvada também condicionam a magnitude da cheia. No entanto, a hipótese considerada é aceitável, principalmente para chuvadas com elevados períodos de retorno.

Segundo **Chow et al (1988)**, os factores condicionantes do escoamento podem ser separados em dois grupos, os climáticos e os fisiográficos, cuja classificação se apresenta no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Factores condicionantes do escoamento (adaptado de **Chow et al, 1988**).

<i>Grupo</i>	<i>Tipo</i>	<i>Factor</i>
Climáticos	Precipitação	Modalidade (chuva, neve, granizo, orvalho, neblina ou geada), distribuição no tempo e no espaço, frequência de ocorrência, direcção dominante das tempestades, precipitação precedente e humidade do solo.
	Evaporação	Temperatura, vento, pressão atmosférica, natureza e superfície de evaporação.
	Transpiração	Temperatura, radiação solar, vento, humidade do ar e do solo e tipo de vegetação.
Fisiográficos	Características da bacia	Geométricas: - forma, tamanho, declive, orientação e elevação. Físicas: - cobertura e utilização do solo, tipo de solo, infiltração, permeabilidade, topografia e capacidade de formar toalhas subterrâneas.
	Características dos cursos de água	Capacidade de escoamento: dimensão e forma da secção transversal, declive, rugosidade, características da rede hidrográfica e comprimento do curso de água. Capacidade de armazenamento.

Em termos práticos o escoamento total que aflui a uma determinada secção de uma bacia hidrográfica pode ser sinteticamente caracterizado através de dois tipos fundamentais:

- *escoamento directo*, originado pela precipitação útil ou pelo degelo, entrando directamente para os cursos de água;
- *escoamento base*, resultante do regresso à superfície de águas anteriormente infiltradas, sendo portanto proveniente dos escoamentos subsuperficiais e subterrâneos.

2.2 – TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

2.2.1 – Considerações prévias

Tempo de concentração, t_c , de uma bacia hidrográfica, numa dada secção de um curso de água, é o tempo para que a totalidade da bacia contribua para o escoamento superficial na secção considerada. Pode também ser definido como o tempo necessário para que uma gota de água caída no ponto hidráulicamente mais afastado da bacia atinja a secção considerada.

Segundo **Lencastre e Franco (1992)**, o tempo de concentração é considerado uma característica constante da bacia, sendo independente das características das chuvadas. O tempo de concentração é aplicado na determinação do caudal de ponta de cheia quando se utilizam expressões cinemáticas, que entram em linha de conta com as características do movimento da água na bacia hidrográfica.

Para calcular os tempos de concentração em bacias hidrográficas urbanas e rurais, apresentam-se de seguida as expressões propostas por Temez, Kirpich e SCS frequentemente utilizadas nos projectos de drenagem transversal elaborados para a BRISA e para a JAE.

Para não se sobreavaliar a intensidade média de precipitação de uma dada bacia hidrográfica, **Debo e Reese (1995)** e **U. S. Department of Transportation (1997)** referem

que no cálculo do caudal de ponta de cheia não deve ser considerado um tempo de concentração inferior a 5 min. Tal recomendação advém, essencialmente, do facto de as curvas IDF serem deduzidas com base em chuvadas com duração mínima de 5 min, correspondente ao intervalo para o qual é possível efectuar leituras nos udrogramas com duração de 24 h.

2.2.2 – Velocidade de escoamento superficial

O tempo de concentração pode ser estimado a partir das velocidades de escoamento superficial na rede hidrográfica da bacia. No Quadro 2.2 e na Figura 2.1 apresentam-se velocidades médias de escoamento superficial em função do declive e da cobertura do solo.

Quadro 2.2 – Velocidades médias aproximadas de escoamento superficial (m/s) (adaptado de **Chow et al, 1988**, p.165).

Tipo de escoamento	Declive do terreno (%)			
	0 - 3	4 - 7	8 - 11	12 - 15
Escoamento não canalizado:				
Bosques e florestas	0 – 0,5	0,5 – 0,8	0,8 – 1,0	1,0 –
Pastos	0 – 0,8	0,8 – 1,0	1,0 – 1,3	1,3 –
Terrenos cultivados	0 – 0,9	0,9 – 1,4	1,4 – 1,7	1,7 –
Terrenos urbanizados	0 – 2,6	2,6 – 4,1	4,1 – 5,2	5,2 –
Escoamento em canal:				
Canal natural mal definido	0 – 0,6	0,6 – 1,2	1,2 – 2,1	2,1 –
Canal bem definido	Cálculo por uma fórmula de regime uniforme (e.g. Manning-Strickler)			

A rede hidrográfica da bacia deve ser dividida em troços de características homogéneas. Nas zonas onde não existem canais bem definidos pode recorrer-se à Figura 2.1. Nas restantes zonas poder-se-ão aplicar as fórmulas de escoamento com superfície livre em regime uniforme. O tempo de concentração em cada troço é dado por

$$t_c = \frac{L}{U} \tag{2.1}$$

sendo:

- t_c - tempo de concentração;
- L - comprimento da rede hidrográfica de características homogéneas;
- U - velocidade média de escoamento.

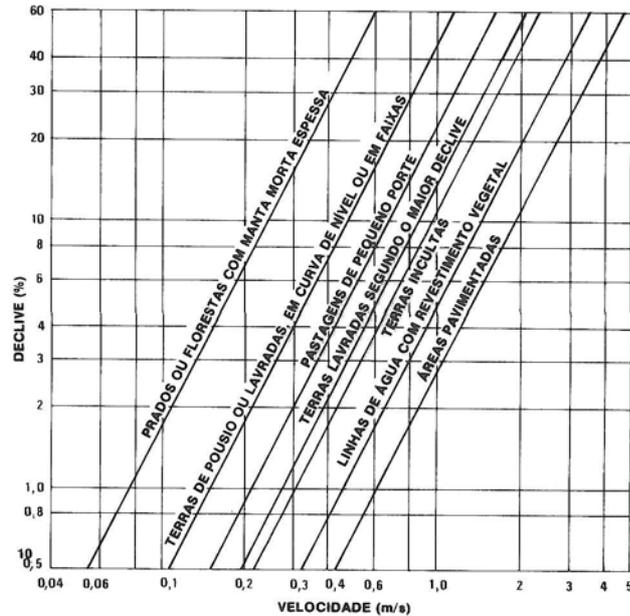


Figura 2.1 – Velocidades de escoamento superficial para diversos declives e coberturas de solo, segundo o SCS (adaptado de **Hammer e Mackichan, 1981**, in **Lencastre e Franco, 1992**, p.290).

2.2.3 – Soil Conservation Service

SCS (1973) calcula o tempo de concentração, t_c , de uma bacia hidrográfica recorrendo ao tempo de atraso, t_l , pela seguinte expressão, aplicável para precipitações uniformes sobre a bacia hidrográfica

$$t_c = 1,67 t_l \quad (2.2)$$

SCS (1973) define tempo de atraso como o tempo compreendido entre as ocorrências do centro de gravidade do hietograma da precipitação útil e da ponta do hidrograma. Este parâmetro pode ser calculado a partir de hietogramas e hidrogramas observados. No caso de não existirem tais registos, o tempo de atraso é

$$t_l = \frac{L_b^{0.8} (S_{mr} + 1)^{0.7}}{734,43 i_{mb}^{0.5}} \quad (2.3)$$

sendo:

- t_l - tempo de atraso (h);
- i_{mb} - declive médio da bacia hidrográfica (%);
- L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (m);
- S_{mr} - capacidade máxima de retenção, dada por $S_{mr} = (25400/CN) - 254$;
- CN - número de escoamento da bacia hidrográfica (*curve number*).

A expressão anterior, para calcular o tempo de atraso, foi desenvolvida a partir de dados referentes a bacias agrícolas. É indicada para ser utilizada em bacias rurais com área inferior a 2000 acres (ou 8 km²). No caso de bacias mistas (parte urbana e parte natural), a expressão tende a sobrestimar o tempo de atraso, pelo que o **Correia (1984b)** sugere que o valor do tempo de atraso seja multiplicado por dois factores correctivos. Propôs para estes factores os ábacos representados nas Figuras 2.2 e 2.3. O primeiro factor correctivo, a obter a partir do ábaco da Figura 2.2, é relativo à percentagem do comprimento do curso de água em que houve melhoria das condições de escoamento. O segundo, a obter a partir do ábaco da Figura 2.3, é relativo à percentagem de área impermeável na bacia hidrográfica.

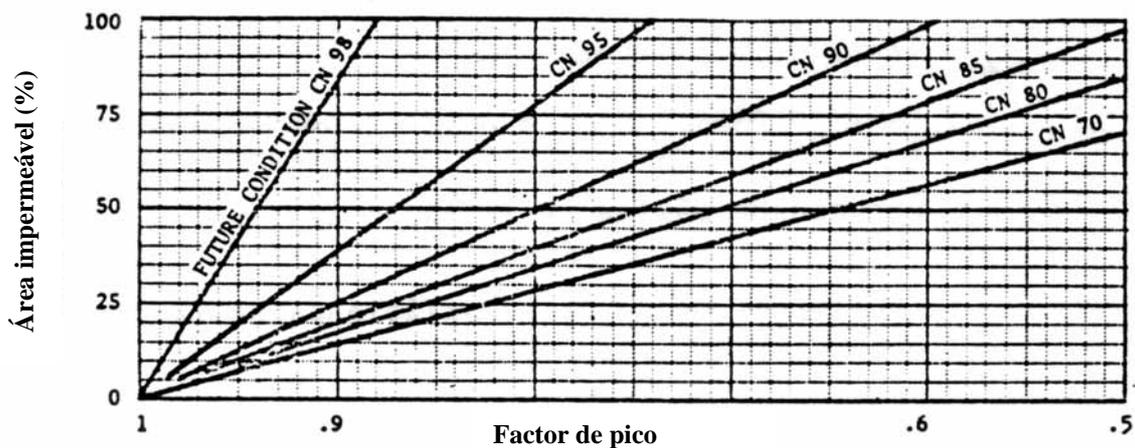


Figura 2.2 – Factor correctivo do tempo de atraso relativo à melhoria das condições hidráulicas do escoamento (extraído de **Correia, 1984b**).

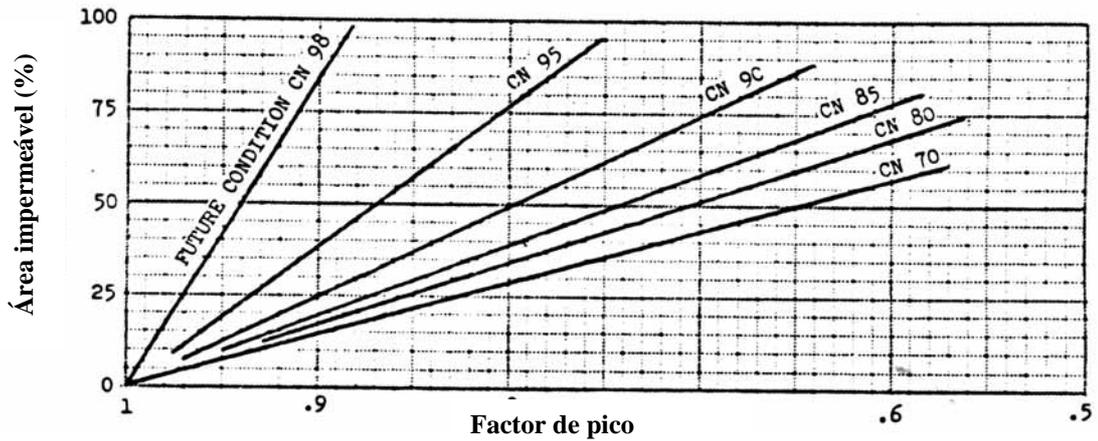


Figura 2.3 – Factor correctivo do tempo de atraso relativo à percentagem de área impermeável (extraído de Correia, 1984b).

2.2.4 – Giandotti

Giandotti (1953) propôs a seguinte expressão para determinar o tempo de concentração

$$t_c = \frac{4\sqrt{A_b} + 1,5L_b}{0,80\sqrt{h_m}} \quad (2.4)$$

sendo:

- t_c - tempo de concentração (h);
- A_b - área da bacia hidrográfica (km²);
- L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (km);
- h_m - altura média da bacia (m).

A expressão (2.4) deverá ser aplicada a grandes bacias hidrográficas naturais, pois quando aplicada a pequenas bacias o valor do tempo de concentração é sobrestimado.

2.2.5 – Temez

Temez (1978) analisou várias bacias espanholas e propôs a seguinte expressão

$$t_c = 0,3 \left(\frac{L_b}{t_m^{0,25}} \right)^{0,76} \quad (2.5)$$

sendo:

- t_c - tempo de concentração (h);

- i_m - declive médio do curso de água principal da bacia (m/m);
 L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (km).

A expressão anterior poderá ser utilizada em bacias hidrográficas naturais com áreas até 3000 km².

2.2.6 – Kirpich, Pickering e David

Kirpich (1940) propôs a seguinte expressão para calcular o tempo de concentração

$$t_c = 0,0663 \frac{L_b^{0,77}}{i_{mb}^{0,385}} = 0,0663 \frac{L_b^{1,155}}{(\Delta h)^{0,385}} \quad (2.6)$$

sendo:

- t_c - tempo de concentração (h);
 L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (km);
 i_{mb} - declive médio da bacia hidrográfica;
 Δh - diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal (km).

Esta expressão aplica-se sobretudo a bacias rurais com canais bem definidos e declives compreendidos entre 3% e 10%. O tempo de concentração deverá ser multiplicado por 0,4 em superfícies asfaltadas ou por 0,2 em canais de betão.

Brisa (1974) refere a fórmula de Pickering para calcular o tempo de concentração em bacias de passagens hidráulicas

$$t_c = \left(\frac{0,871 L_b^3}{\Delta h} \right)^{0,385} \quad (2.7)$$

sendo:

- t_c - tempo de concentração (h);
 L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (km);
 Δh - diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal (m).

Verifica-se que a fórmula de Pickering é obtida a partir da fórmula de Kirpich alterando as unidades da variável correspondente à diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal. De referir que esta expressão tem sido utilizada na maioria dos projectos da BRISA.

David (1976) propôs também uma fórmula idêntica à de Kirpich

$$t_c = 0,000324 \frac{L_b^{1,15}}{(\Delta h)^{0,38}} \quad (2.8)$$

sendo:

- t_c - tempo de concentração (h);
- L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (m);
- Δh - diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal (m).

A expressão de **David (1976)** está incluída numa metodologia para o cálculo do caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas com áreas até 25 km².

2.2.7 – Ventura

Ventura sugere a seguinte expressão

$$t_c = 240 \left(\frac{A_b L_b}{\Delta h} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.9)$$

sendo:

- t_c - tempo de concentração (min), com $t_c \geq 5$ min;
- A_b - área da bacia hidrográfica (km²);
- Δh - diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal (m);
- L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (km).

Em **Brisa (1988)** é referido que se aplica a bacias naturais com tempos de concentração superiores a 5 min.

2.2.8 – Schaake

Schaake et al. (1967) desenvolveram a seguinte expressão

$$t_c = \frac{0,503 L_b^{0,24}}{i_{mb}^{0,16} \alpha^{0,26}} \quad (2.10)$$

sendo:

- t_c - tempo de concentração (min);
- i_{mb} - declive médio da bacia hidrográfica;

- L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (ft);
 α - percentagem de áreas impermeáveis na bacia hidrográfica.

A expressão indicada poderá ser utilizada em bacias urbanas, incluindo ruas pavimentadas com sarjetas ao longo de passeios.

2.2.9 – Kerby

Kerby (1959) apresenta a seguinte expressão

$$t_c = 0,83 \left(\frac{K_K L_b}{\sqrt{i_{mb}}} \right)^{0,467} \quad (2.11)$$

sendo:

- t_c - tempo de concentração (min);
 i_{mb} - declive médio da bacia hidrográfica (%);
 L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (ft);
 K_K - coeficiente de rugosidade da fórmula de Kerby (Quadro 2.3).

Quadro 2.3 – Coeficiente de rugosidade da fórmula de Kerby (extraído de **Matos, 1987**).

Tipologia da superfície	Valores de K_K
Impermeável lisa	0,02
Solo compacto liso	0,10
Relvado disseminado; sup. rugosa	0,20
Pastagens; relva densa	0,40

A expressão indicada poderá ser aplicada a bacias hidrográficas de características variadas.

2.2.10 – Morgali e Linsley

Morgali e Linsley (1965) sugerem a seguinte expressão para calcular o tempo de concentração

$$t_c = 0,94 \frac{(K_M^2 L_b^2)^{0,3}}{I^{0,4} i_{mb}^{0,3}} \quad (2.12)$$

sendo:

- t_c - tempo de concentração (min);
 i_{mb} - declive médio da bacia hidrográfica;
 I - intensidade média de precipitação (in/h);
 L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (ft);
 K_M - coeficiente de rugosidade da fórmula de Morgali (Quadro 2.4).

A expressão anterior, também conhecida por expressão da teoria da onda cinemática, será mais adequada a escoamentos turbulentos em superfícies homogêneas. De referir que esta expressão é de resolução iterativa, uma vez que a intensidade média de precipitação e o tempo de concentração são desconhecidos.

Quadro 2.4 – Coeficientes de rugosidade de Manning a utilizar na fórmula de Morgali e Linsley (extraído de **Matos, 1987**).

Tipologia da superfície	Valores de K_M
Pavimento asfáltico	0,012
Pavimento em betão	0,014
Solo bem compactado	0,02
Solo mal compactado	0,03
Relvado pobre e disperso	0,03
Pastagens; relva median/ densa	0,04
Relva densa	0,06
Arbustos médios e pequenos	0,08
Arvoredo	0,20

Tipo de ocupação	Valores de K_M
Comercial e pequeno industrial	0,015 - 0,035
Residencial (denso)	0,025 - 0,040
Residencial (Suburbano)	0,030 - 0,055
Parques	0,040 - 0,080

2.2.11 – Izzard

Izzard (1946) propôs a seguinte expressão

$$t_c = 41 \left(0,0007I^{1/3} + \frac{K_I}{I^{2/3}} \right) \left(\frac{L_b}{CN^2 i_{mb}} \right)^{1/3} \quad (2.13)$$

sendo:

- t_c - tempo de concentração (min);
 i_{mb} - declive médio da bacia hidrográfica;

- CN - número de escoamento da bacia hidrográfica;
 I - intensidade de precipitação (in/h);
 L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (ft);
 K_I - coeficiente de rugosidade da fórmula de Izzard.

A expressão anterior foi desenvolvida experimentalmente, em laboratório, para o USBPR, a fim de ser aplicada em estradas e superfícies revestidas com gravilha.

Quadro 2.5 – Coeficiente de rugosidade da fórmula de Izzard (adaptado de **Chow et al, 1988**).

Tipologia da superfície	Valores de K_I
Pavimento asfáltico liso	0,0070
Pavimento arenoso liso	0,0075
Pavimento em betão	0,012
Pavimento de gravilha	0,06

2.3 – RELAÇÃO PRECIPITAÇÃO/ESCOAMENTO

2.3.1 – Considerações prévias

A avaliação do coeficiente de escoamento de uma bacia deve ser efectuada com rigor, pois a inadequada capacidade de passagens hidráulicas e consequentes prejuízos na plataforma da via e em propriedades adjacentes devem-se muitas vezes à sua deficiente quantificação ou à alteração das condições de escoamento na bacia que impliquem o aumento do coeficiente de escoamento.

Nos últimos anos têm-se verificado alguns cortes de estradas, devido à inadequada capacidade das passagens hidráulicas, tendo em alguns casos implicado o isolamento de alguns aglomerados. No caso de bacias rurais, a maioria das situações de ruptura deve-se à redução da capacidade de retenção superficial, como resultado de fogos florestais nessas zonas. Nas bacias urbanas, o aumento do coeficiente de escoamento, que poderá implicar rupturas em passagens hidráulicas, deve-se ao incremento de áreas impermeáveis.

Assim, quando se quantifica o coeficiente de escoamento de uma determinada bacia, para além de se ter em conta o tipo de solo e a sua utilização ou cobertura, deve ser convenientemente analisada a possibilidade de poderem ocorrer alterações nas condições de escoamento da bacia e respectivas consequências.

Segundo **Oliveira (1996)**, a transformação da precipitação em escoamento é um processo complexo e difícil de quantificar de forma rigorosa. Os percursos que a água precipitada pode tomar sobre a bacia até chegar à linha de água são vários, e os fenómenos físicos que regem esses percursos envolvem inúmeros factores difíceis de medir ou estimar continuamente no tempo e no espaço.

Na Figura 2.4 apresenta-se a decomposição de um hidrograma de cheia nos hidrogramas dos escoamentos superficial, sub-superficial e subterrâneo. Como a maior parte do escoamento de cheia é devido ao escoamento superficial, a maioria dos métodos para calcular o caudal de ponta de cheia baseia-se no cálculo da precipitação útil ou efectiva, ou seja, a que dá origem a escoamento superficial.

O coeficiente de escoamento, definido como sendo a relação entre a quantidade de água total escoada numa determinada secção e a quantidade total de água precipitada na bacia hidrográfica contribuinte, deve traduzir a influência dos diferentes factores de que depende o escoamento.

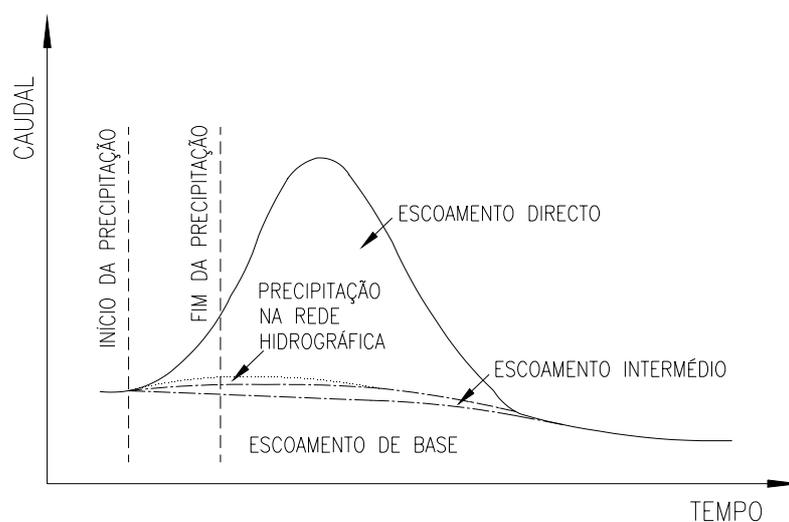


Figura 2.4 – Hidrograma do escoamento superficial (directo), sub-superficial (intermédio) e de base (extraído de **Lencastre e Franco, 1992**).

2.3.2 – Número de escoamento segundo o SCS

Para se quantificar o número de escoamento é habitual recorrer-se à classificação hidrológica dos solos. De acordo com a classificação apresentada pelo Soil Conservation Service, os solos podem ser classificados em quatro tipos (Quadro 2.6).

Quadro 2.6 – Classificação hidrológica de solos segundo o SCS (adaptado de **Lencastre e Franco, 1992**).

Tipo de solo	Características dos solos
Tipo A	Solos dando origem a baixo escoamento directo, ou que apresentam permeabilidade bastante elevada. Inclui areias com bastante espessura, e com pouco limo ou argila, e arenitos com bastante espessura e muito permeáveis.
Tipo B	Solos menos permeáveis que os do tipo A mas com permeabilidade superior à média. Inclui fundamentalmente solos arenosos menos espessos que os do tipo A e arenitos menos espessos e menos agregados que os do tipo A.
Tipo C	Solos originando escoamentos directos superiores à média e superiores aos originados pelos tipos anteriores. Inclui solos pouco espessos e solos com quantidades apreciáveis de argilas, se bem que menos do que os do tipo D.
Tipo D	Solos com argilas expansivas e solos pouco espessos, com sub-horizontes quase impermeáveis que originam elevado escoamento directo.

Na Figura A1 do Anexo A apresenta-se o mapa de solos de Portugal, evidenciando os quatro tipos de solos. Porém, tal carta tem o inconveniente de ser muito genérica para poder ser utilizada com rigor na caracterização de solos que correspondam a bacias hidrográficas de reduzidas dimensões. Nestes casos, é preferível proceder à observação da bacia, em função do tipo hidrológico do solo e da utilização ou cobertura deste, e utilizar as indicações do Quadro 2.7, para regiões agrícolas, urbanas e suburbanas, e do Quadro 2.8, para maior pormenor das regiões rurais.

Quando o tipo hidrológico do solo e as condições de utilização ou cobertura do solo da bacia hidrográfica forem heterogêneas, o número de escoamento a considerar será igual à média ponderada dos números de escoamento correspondentes às várias zonas em que se pode subdividir a bacia, de acordo com seguinte expressão:

$$CN = \frac{\sum CN_i A_{bi}}{\sum A_{bi}} \quad (2.14)$$

Quadro 2.7 – Número de escoamento para regiões urbanas, suburbanas e agrícolas (extraído de **Correia, 1984b**).

UTILIZAÇÃO OU COBERTURA DO SOLO	TIPO DE SOLO			
	A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem medidas de conservação do solo	72	81	88	91
com medidas de conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou baldios: em más condições	68	79	86	89
em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas florestais: cobertura má, sem “Mulch”	45	66	77	83
boa cobertura	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, cemitérios, etc.				
Boas condições: relva cobrindo mais de 75% da área	39	61	74	80
Condições razoáveis: relva cobrindo de 50 a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios (85% de área impermeável)	89	92	94	95
Zonas industriais (72 % de área impermeável)	81	88	91	93
Zonas residenciais:				
Áreas médias dos lotes Percentagem média impermeável				
< 500 m ² 65 %	77	85	90	92
1000 m ² 38 %	61	75	83	87
1300 m ² 30 %	57	72	81	86
2000 m ² 25 %	54	70	80	85
4000 m ² 20 %	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98
Arruamentos e estradas:				
asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
gravilha	76	85	89	91
terra	72	82	87	89

Quadro 2.8 – Número de escoamento para regiões rurais (adaptado de SCS, 1973).

UTILIZAÇÃO OU COBERTURA DO SOLO	CONDIÇÕES DE SUPERFÍCIE	TIPO DE SOLO			
		A	B	C	D
Solo lavrado		77	86	91	94
Culturas arvenses	Segundo o maior declive	64	76	84	88
	Segundo as curvas de nível	62	74	82	85
	Segundo as curvas de nível e em terraço	60	71	79	82
Rotações de culturas	Segundo o maior declive	62	75	83	87
	Segundo as curvas de nível	60	72	81	84
	Segundo as curvas de nível e em terraço	57	70	78	82
Pastagens	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Boa	39	61	74	80
	Pobre, segundo as curvas de nível	47	67	81	88
	Normal, segundo as curvas de nível	25	59	75	83
	Boa, segundo as curvas de nível	6	35	70	79
Prado permanente	Normal	30	58	71	78
Zonas sociais rurais	Normal	59	74	82	86
Estradas	Pavimento permeável	72	82	87	89
	Pavimento impermeável	74	84	90	92
Florestas	Muito abertas ou de baixa transpiração	56	75	86	91
	Abertas ou de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normal	36	60	73	79
	Densas ou de alta transpiração	25	55	70	77
	Muito densas ou de alta transpiração	15	44	54	61
Superfície impermeável		100	100	100	100

Os números de escoamento, *CN*, apresentados nos Quadros 2.7 e 2.8, são relativos a uma normal condição antecedente de humidade do solo, designada pelo SCS por situação *AMCII* (*antecedent moisture conditions*). Desta forma, os valores dos referidos quadros devem ser corrigidos quando se desejarem efectuar cálculos para situações particularmente secas (*AMCI*) ou particularmente húmidas (*AMCIII*). O Quadro 2.9 apresenta a definição dos referidos três tipos de condições antecedentes de humidade.

Quadro 2.9 – Definição das condições antecedentes de humidade (adaptado de **Correia, 1984b**).

Condição antecedente de humidade	Definição
AMCI	Situação em que os solos estão secos, mas acima do ponto de emurchecimento. A consideração deste caso é pouco recomendável para o estudo de caudais de cheia.
AMCII	Situação média que, segundo Morel-Seytoux e Verdin (1980) , deve corresponder aproximadamente à capacidade do campo. Esta situação corresponde provavelmente às condições de humidade antecedentes de cheias de pequena dimensão.
AMCIII	Situação em que ocorrem precipitações consideráveis nos cinco dias anteriores e o solo se encontra quase saturado. É a situação mais propícia à formação de maiores cheias, e portanto aquela que se reveste de maior importância para o projecto.

No Quadro 2.10 apresenta-se o critério sugerido pelo SCS para se poder classificar a condição antecedente de humidade, que deve ser considerada com base na precipitação total ocorrida nos cinco dias antecedentes.

Quadro 2.10 – Condição antecedente de humidade em função da precipitação total nos cinco dias antecedentes (adaptado de **SCS, 1972**).

Precipitação total nos cinco dias antecedentes (mm)		Condição antecedente de humidade
Período dormite	Período de crescimento	
< 13	< 36	AMCI
13 a 28	36 a 53	AMCII
> 28	> 53	AMCII

O Quadro 2.11 apresenta os valores corrigidos do número de escoamento, *CN*, para as situações AMCI e AMCIII em função do valor médio da situação AMCII.

Para calcular os números de escoamento em situações particularmente secas (AMCI) e em situações particularmente húmidas a partir da normal condição antecedente de humidade do solo (AMCII), **Chow et al (1988)** propõem as seguintes expressões:

$$CN(I) = \frac{4,2CN(II)}{10 - 0,058CN(II)} \quad (2.15)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0,13CN(II)} \quad (2.16)$$

Quadro 2.11 – Correção do número de escoamento em função da condição antecedente de humidade (adaptado de SCS, 1973).

Valor de CN para a situação AMCII	Valor corrigido de CN para a situação:	
	AMCI	AMCIII
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22
5	2	13

2.3.3 – Método racional. Coeficiente de escoamento

No caso de se utilizar a método racional, bastante divulgado devido à sua simplicidade, para se determinar o caudal de ponta de cheia, aplicam-se os coeficiente de escoamento, apresentados no Quadro 2.12. Estes coeficientes são baseados no tipo e características da superfície do terreno, admitindo-se constantes para cada bacia hidrográfica.

Quadro 2.12 – Valores médios do coeficiente de escoamento a utilizar no método racional (adaptado de **Chow, 1964**).

Áreas urbanas

Ocupação do solo	C
Zonas verdes:	
relvados em solos arenosos	0,05 – 0,20
relvados em solos pesados	0,15 – 0,35
parques e cemitérios	0,10 – 0,25
campos desportivos	0,20 – 0,35
Zonas comerciais:	
centro da cidade	0,70 – 0,95
periferia	0,50 – 0,70
Zonas residenciais:	
vivendas no centro da cidade	0,30 – 0,50
vivendas na periferia	0,25 – 0,40
prédios de apartamentos	0,50 – 0,70
Zonas industriais:	
indústria dispersa	0,50 – 0,80
indústria concentrada	0,60 – 0,90
Vias férreas	0,20 – 0,40
Ruas e estradas:	
asfaltadas	0,70 – 0,90
de betão	0,80 – 0,95
de tijolo	0,70 – 0,85
Passeios	0,75 – 0,85
Telhados	0,75 – 0,95
Baldios	0,10 – 0,30

Áreas agrícolas

Tipos de solos	C		
	Cobertura da bacia		
	Culturas	Pastagens	Bosques e florestas
Com capacidade de infiltração superior à média; usualmente arenosos.	0,20	0,15	0,10
Com capacidade de infiltração média; sem camadas de argila; solos francos ou similares.	0,40	0,35	0,30
Com capacidade de infiltração inferior à média; solos argilosos pesados ou com uma camada argilosa junto à superfície; solos delgados sobre rocha impermeável.	0,50	0,45	0,40

Os valores do coeficiente de escoamento apresentados no quadro anterior correspondem a um período de retorno compreendido entre 5 e 10 anos.

O coeficiente C não corresponde propriamente a um coeficiente de escoamento (relação entre volumes do escoamento e da precipitação que o origina). Pretende traduzir os efeitos no caudal de ponta de cheia da retenção superficial, da infiltração e do armazenamento nos leitos. Depende, por isso, do tipo hidrológico do solo, da ocupação do solo e do período de retorno.

Choupas (1995) considera que o coeficiente de escoamento pode ser calculado a partir da fórmula de Schaak, Geyer e Knapp

$$C = 0,14 + 0,64C_{imp} + 5i_{mb} \quad (2.17)$$

$$C_{imp} = \frac{A_{imp}}{A_b} \quad (2.17a)$$

sendo:

- C - coeficiente de escoamento;
- C_{imp} - coeficiente de impermeabilização;
- A_{imp} - superfície impermeável da bacia hidrográfica;
- A_b - área da bacia hidrográfica;
- i_{mb} - declive médio da bacia hidrográfica (m/m).

No Quadro 2.13 são apresentados valores do coeficiente de escoamento tendo em consideração a inclinação média da bacia, a morfologia, a cobertura e o tipo de solo da bacia.

Quadro 2.13 – Coeficiente de escoamento a utilizar no método racional (adaptado de **Choupas, 1995**).

Cobertura da bacia	Morfologia	Declive médio (%)	Tipo de terreno		
			Arenosos	Com argilas e limo	Com argila compacta
Bosques	Plana	0 - 5	0,10	0,30	0,40
	Ondulada	5 - 10	0,25	0,35	0,50
	Montanhosa	10 - 30	0,30	0,50	0,60
Pastagens	Plana	0 - 5	0,10	0,30	0,40
	Ondulada	5 - 10	0,15	0,36	0,55
	Montanhosa	10 - 30	0,22	0,42	0,60
Cultivados	Plana	0 - 5	0,30	0,50	0,60
	Ondulada	5 - 10	0,40	0,60	0,70
	Montanhosa	10 - 30	0,52	0,72	0,82

Quando na mesma bacia hidrográfica existirem zonas diferentes, no que diz respeito ao tipo de solo, morfologia, cobertura e inclinação, deverá ser utilizado um coeficiente de escoamento ponderado.

Nesta formulação, não se considera o coeficiente C variável com a intensidade de precipitação.

Choupas (1995) refere que na determinação do coeficiente de escoamento se deve ter em atenção as seguintes considerações:

- os coeficientes de escoamento anuais e mensais, por vezes utilizados, são inferiores aos coeficientes de escoamento instantâneos, pelo que não devem ser utilizados para calcular o caudal de ponta de cheia;
- em regiões em que exista a possibilidade de os solos gelarem, o coeficiente de escoamento deve ser considerado próximo de 1,0 no Inverno;
- em zonas em que existe um armazenamento de água sob a forma de gelo ou neve, a fórmula racional pode perder a sua validade, uma vez que o coeficiente de escoamento pode ser superior à unidade em períodos de degelo.

2.3.4 – Fórmula de Temez. Coeficiente de escoamento

A partir de considerações do Soil Conservation Service, **Temez (1978)** deduziu a seguinte expressão para calcular o coeficiente de escoamento em pequenas bacias hidrográficas naturais

$$C = \frac{(P_d - P_0)(P_d + 23P_0)}{(P_d + 11P_0)^2} \quad (2.18)$$

sendo:

- C - coeficiente de escoamento;
- P_d - precipitação máxima diária (mm);
- P_0 - parâmetro relativo às perdas iniciais da chuvada antes de se iniciar escoamento superficial (mm).

O parâmetro P_0 pode ser obtido em **Temez (1978)**, ou calculado por

$$P_0 = \frac{5080}{CN} - 50,8 \quad (2.19)$$

em que CN é o número de escoamento definido pelo SCS. De referir que os valores mais frequentes de P_0 variam entre 24 mm e 35 mm.

2.4 – PRECIPITAÇÃO

2.4.1 – Considerações prévias

A determinação do caudal de ponta de cheia passa pela especificação de uma precipitação de projecto, que consiste em definir a duração da precipitação, a quantidade de precipitação associada a um período de retorno e a distribuição temporal da precipitação.

No que diz respeito à especificação da precipitação total considera-se um hietograma de intensidade de precipitação constante, com duração igual ou superior ao tempo de concentração, para garantir a contribuição da totalidade da bacia. Por outro lado, uma duração menor que o tempo de concentração pode também justificar-se, por corresponder a intensidades de precipitação maiores para o mesmo período de retorno, o que pode conduzir a maiores caudais de ponta de cheia.

No cálculo do caudal de ponta da cheia em bacias de passagens hidráulicas considera-se que:

- as precipitações de certa duração ocorrem uniformemente sobre a bacia e com intensidade constante;
- a duração da precipitação útil, que constitui a parcela da precipitação total que dá origem a escoamento directo, é igual à duração da precipitação total.

2.4.2 – Precipitações intensas de curta duração. Curvas IDF

Os parâmetros característicos das precipitações intensas são:

- *duração* correspondente ao tempo considerado para a chuvada, que no caso de cheias de rios pode ser da ordem de grandeza de horas, ou mesmo dias, e no caso de passagens hidráulicas pode ser horas ou mesmo minutos;
- *intensidade* correspondente à relação entre a altura de precipitação caída e a sua duração;
- *frequência* traduzida, em geral, por uma ocorrência num determinado número de anos.

As curvas de intensidade-duração-frequência estabelecem a relação entre a intensidade de precipitação, a duração da precipitação e o período de retorno, de acordo com a expressão

$$I = \frac{a T^n}{(t_p + b)^m} \quad (2.20)$$

sendo:

- t_p - tempo de precipitação (min);
- I - intensidade de precipitação (mm/h);
- T - período de retorno (anos);
- a, b, n, m - parâmetros a serem determinados a partir de registos de udógrafos.

Matos e Silva (1986) obtiveram curvas IDF a partir do tratamento estatístico das séries de valores máximos da intensidade de precipitação para diferentes durações e para a mesma frequência de ocorrência. Estas curvas resultaram do ajustamento, pelo método dos mínimos quadrados, das intensidades de precipitação correspondentes a diversas durações, para um dado período de retorno, de uma curva exponencial. A curva exponencial é definida por

$$I = a t_p^b \quad (2.21)$$

Sendo:

- I - intensidade de precipitação (mm/h);
- t_p - tempo de precipitação (min);
- a, b - constantes indicadas no mapa da Figura A2 do Anexo A e nos Quadros 2.14, 2.15 e A1 do Anexo A.

Matos e Silva (1986) analisaram 25 postos udográficos em funcionamento, localizados em diferentes zonas do país, e determinaram catorze curvas IDF baseadas em séries de precipitações de curtas durações, da ordem das dezenas de anos, cujos valores são apresentados no Quadro 2.14. Depois de determinados os erros relativos, quando se utiliza o valor da curva IDF de Lisboa em vez do valor correspondente ao posto udográfico em estudo, concluíram que as curvas IDF de Lisboa podem ser utilizadas a nível nacional. No entanto, os seus valores sofreram: i) um agravamento de 20 % nas regiões montanhosas do Continente com altitude superior a 700 metros e nas regiões autónomas da Madeira e Açores; e, ii) uma redução de 20 % nas regiões do Nordeste, como indicado na Figura A2 do Anexo A.

Quadro 2.14 – Parâmetros, *a* e *b*, das curvas IDF de diferentes regiões (**Matos e Silva , 1986**).

POSTOS	T (anos)	2	5	10	20	50	100
LISBOA	a	202,72	259,26	290,68	317,74	349,54	365,62
	b	- 0,577	- 0,562	- 0,549	- 0,538	- 0,524	- 0,508
BRAGANÇA	a	165,01	199,94	228,16	253,14	283,10	304,23
	b	- 0,586	- 0,575	- 0,573	- 0,571	- 0,568	- 0,566
VILA REAL	a	176,38	284,23	353,25	416,59	495,54	553,04
	b	- 0,576	- 0,619	- 0,634	- 0,644	- 0,653	- 0,658
PORTO	a	209,89	268,60	303,74	334,95	372,82	399,66
	b	- 0,606	- 0,613	- 0,617	- 0,619	- 0,622	- 0,624
PENHAS DOURADAS	a	134,52	170,81	205,95	239,52	282,55	314,54
	b	- 0,456	- 0,415	- 0,422	- 0,429	- 0,437	- 0,442
UISEU	a	377,31	460,01	500,67	532,12	565,65	586,47
	b	- 0,756	- 0,756	- 0,754	- 0,750	- 0,745	- 0,745
FONTE BOA	a	180,84	222,90	251,87	278,64	310,56	332,88
	b	- 0,601	- 0,579	- 0,577	- 0,575	- 0,572	- 0,570
ÉVORA	a	198,68	198,71	277,24	374,00	531,55	670,22
	b	- 0,553	- 0,444	- 0,491	- 0,538	- 0,595	- 0,634
FARO	a	204,89	245,27	280,32	311,58	349,29	376,10
	b	- 0,584	- 0,555	- 0,556	- 0,557	- 0,558	- 0,559
PRAIA DA ROCHA	a	169,22	227,44	266,64	301,99	345,00	375,67
	b	- 0,603	- 0,598	- 0,600	- 0,601	- 0,601	- 0,602
V. R. SANTO ANTÓNIO	a	250,33	309,25	350,56	388,44	434,89	468,58
	b	- 0,639	- 0,630	- 0,631	- 0,633	- 0,636	- 0,638
S. CATARINA	a	193,12	228,83	248,70	265,72	285,72	299,45
	b	- 0,517	- 0,512	- 0,508	- 0,505	- 0,502	- 0,499
PORTO SANTO	a	268,17	328,67	359,72	385,91	417,06	438,66
	b	- 0,643	- 0,589	- 0,560	- 0,536	- 0,511	- 0,496
A. HEROÍSMO	a	192,95	220,04	235,20	248,19	263,43	273,89
	b	- 0,500	- 0,477	- 0,465	- 0,456	- 0,446	- 0,440

Na Figura A2 do Anexo A são indicados os parâmetros das curvas IDF, para as diferentes regiões pluviométricas do país, definidas por **Matos e Silva (1986)**. No entanto, a aplicação da curva IDF desenvolvida para uma zona em particular é mais aconselhável, pois a definição de regiões pluviométricas indicadas na Figura A2 resultou de uma agregação de dados de precipitação, não tendo em consideração regimes especiais de precipitação a nível local ou regional.

No Quadro 2.15 apresentam-se as curvas IDF que **Brandão (1995)** propôs para quatro postos udométricos localizados em Aveiro, Lisboa, Évora e Faro.

Quadro 2.15 - Parâmetros, *a* e *b*, das curvas IDF para Aveiro, Lisboa, Évora e Faro (extraído de **Brandão, 1995**).

POSTOS	<i>T</i> (anos)	2	10	50	100
AVEIRO	a	205	301	385	421
	b	- 0,612	- 0,617	- 0,620	- 0,621
LISBOA	a	221	386	532	594
	b	- 0,607	- 0,627	- 0,636	- 0,638
ÉVORA	a	272	412	533	584
	b	- 0,662	- 0,645	- 0,638	- 0,636
FARO	a	299	479	637	704
	b	- 0,664	- 0,645	- 0,638	- 0,636

Brandão e Hipólito (1998) apresentaram para Portugal Continental uma metodologia de cálculo de precipitações intensas, possibilitando o cálculo da precipitação para qualquer duração inferior a 24 horas.

Muito recentemente, **Brandão e Rodrigues (2000)**, apresentaram curvas IDF obtidas com base em extensa informação, para 17 postos udométricos. No Quadro A1 do Anexo A são apresentados os valores dos parâmetros das curvas IDF referidas.

2.4.3 – Precipitação útil

Para obter o caudal de ponta de cheia é necessário quantificar a precipitação que dá origem ao escoamento superficial. Esta precipitação, geralmente designada por útil ou efectiva, corresponde à diferença entre a quantidade de água precipitada e as perdas para o escoamento superficial por intercepção, retenção e infiltração.

Para calcular a precipitação útil, o **SCS (1972 e 1973)** baseia-se na definição de uma grandeza designada por capacidade máxima de retenção da bacia hidrográfica, que quantifica a capacidade da bacia para reter a água não utilizável na geração do escoamento superficial. A capacidade máxima de retenção, S_{mr} , é calculada pela seguinte expressão

$$S_{mr} = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (2.22)$$

sendo:

S_{mr} - capacidade máxima de retenção segundo o SCS (mm);

CN - número de escoamento segundo o SCS.

As perdas iniciais para o escoamento superficial, I_a , devidas à intercepção, retenção e infiltração, segundo o SCS, são calculadas pela seguinte expressão:

$$I_a = 0,2S_{mr} \quad (2.23)$$

A precipitação útil, é calculada por

$$P_u = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S_{mr}} \quad \text{se } P > I_a \quad (2.24a)$$

$$P_u = 0 \quad \text{se } P < I_a \quad (2.24b)$$

sendo:

P_u - precipitação útil (mm);

P - precipitação total (mm);

S_{mr} - capacidade máxima de retenção da bacia hidrográfica segundo o SCS;

I_a - perdas iniciais para o escoamento superficial.

A expressão anterior pode ser utilizada para calcular o hietograma de precipitação útil a partir do hietograma de precipitação total. Na Figura 2.5 apresenta-se a relação entre a precipitação útil e a precipitação total estabelecida pelas expressões (2.24) para diversos números de escoamento. Como se pode verificar, a parcela da precipitação total que constitui a precipitação útil aumenta com o número de escoamento e com a precipitação total. Para bacias totalmente impermeáveis ($CN=100$), a precipitação útil é igual à precipitação total.

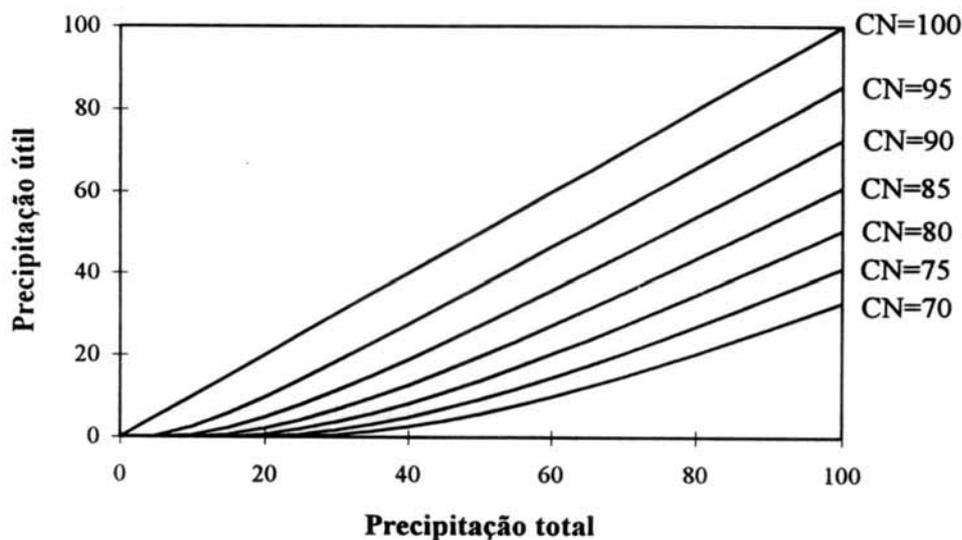


Figura 2.5 – Relação entre a precipitação útil e a precipitação total, segundo o método do SCS (extraído de **Oliveira, 1996**).

2.5 – PERÍODOS DE RETORNO

No cálculo de caudais de ponta de cheia para os quais se devem dimensionar estruturas de drenagem, nomeadamente passagens hidráulicas, é fundamental a escolha do período de retorno, T , associado à probabilidade de ocorrência daqueles caudais e, conseqüentemente, à sua magnitude. Assim, considera-se que o período de retorno de um caudal é T quando o seu valor é igualado ou excedido, em média, uma vez em cada intervalo de tempo T .

Segundo **JAE (1998)**, para obras de drenagem transversal, o período de retorno a considerar deve ser variável, função da importância da rodovia, por um lado, e das previsíveis conseqüências da insuficiência da passagem hidráulica, por outro.

Os parâmetros a considerar devem ser os seguintes:

- 1) **importância da via (P1)** – diz respeito à necessidade de garantia de circulação em ocorrência chuvosa, quer pela densidade do tráfego afectado, quer pelas dificuldades resultantes da escolha de alternativas viáveis. A sua avaliação tem por base a classificação da via e tráfego médio diário anual (TMDA);
- 2) **prejuízos/danos para a própria via (P2)** – relaciona-se com o impacte da danificação ou destruição de pavimentos e bermas, resultantes do excesso de quantidade de água ou

acção erosiva com a consequente interrupção da circulação. A avaliação deste parâmetro é feita tendo por base o aumento do tempo de percurso imposto ao tráfego por utilização de vias alternativas (ΔT_p em % do tempo de percurso em condições normais) e se a estrutura afectada for um aterro com altura h ;

- 3) **prejuízos/danos causados a terceiros (P3)** resultantes da inundação de áreas circundantes afectadas, devido a sobreleva es excessivas do nível de água, ou pelo arrastamento de materiais resultantes da destrui o da estrada. Se as zonas afectadas têm ocupa o urbana, industrial ou agrícola de valor econ mico relevante, será sempre atribuído o nível elevado. Nos restantes casos, tratando-se normalmente de zonas agrícolas, a classifica o com nível de médio ou baixo dependerá do tipo de ocupa o e utiliza o do solo.

Os pesos a atribuir a cada um dos parâmetros anteriormente definidos são apresentados no Quadro 2.16.

Quadro 2.16 – Período de retorno para dimensionamento passagens hidráulicas. Pesos dos parâmetros P1, P2 e P3 (adaptado de **JAE, 1998**).

Importância da via	P1	Prejuízos/danos na via	P2	Prejuízos/danos em terceiros	P3
Estradas Regionais e Municipais	0,5	Baixos ($\Delta T_p < 25\%$ e $h < 2$ m)	0,5	Baixos	0,5
Estrada Nacionais, Regionais e Municipais com TMDA > 250	1,0	Médios ($\Delta T_p < 50\%$ e $h < 5$ m)	1,0	Médios	1,0
IP(s), IC(s) ou outras estradas com TMDA > 2000	1,5	Médios ($\Delta T_p \geq 50\%$ e $h \geq 5$ m)	1,5	Elevados	2,0

Segundo **JAE (1998)**, o período de retorno mínimo a adoptar em passagens hidráulicas   fun o do  ndice I ($I = P1 + P2 + P3$), cujos valores se apresentam no Quadro 2.17.

Quadro 2.17 – Período de retorno mínimo a adoptar em passagens hidráulicas (extraído de **JAE, 1998**).

Período de retorno, T (anos)	I ($I = P1 + P2 + P3$)
20 a 25	$I = 1,5$
50	$I = 2,0$
100	$2,0 < I \leq 4,0$
> 100 com análise econ�mica e de risco	$I > 4$

Da análise de alguns projectos de drenagem transversal de empreitadas da BRISA e da JAE (projecto da A9-C.R.E.E.L), verifica-se que muitas vezes são utilizados os seguintes períodos de retorno:

- | | |
|---|--------------|
| - bacias com áreas inferiores a 0,3 km ² | T = 10 anos |
| - bacias com área compreendida entre 0,3 km ² e 3,0 km ² | T = 20 anos |
| - bacias com área compreendida entre 3,0 km ² e 50,0 km ² | T = 50 anos |
| - bacias com área superior a 50 km ² | T = 100 anos |

No entanto, é frequente considerar-se um período de retorno de 50 anos no caso de linhas de água cujas bacias hidrográficas tenham área inferior a 50 km², e de 100 anos nas restantes.

Da análise dos Quadros 2.16 e 2.17 verifica-se que, caso sejam adoptadas as especificações de JAE (1998), períodos de retorno inferiores a 100 anos só poderão ser adoptados em estradas regionais e municipais.

2.6 – CAUDAL DE PONTA DE CHEIA

2.6.1– Considerações prévias

As cheias são fenómenos naturais, decorrentes do carácter aleatório dos processos hidrológicos, cujo conhecimento interessa aprofundar para se reduzirem os riscos delas decorrentes.

Para a determinação dos caudais de ponta de cheia, existem três tipos de abordagens:

- *fórmulas empíricas*, deduzidas a partir da experiência, tendo em consideração a área da bacia hidrográfica, sem associarem os resultados a probabilidades de ocorrência;
- *fórmulas cinemáticas*, entram em linha de conta com as características do movimento da água na bacia hidrográfica, expressas através das noções de tempo

de concentração e de chuvada crítica (chuvada que origina o maior caudal de ponta para um dado período de retorno);

- *fórmulas de base estatísticas*, que têm como finalidades: a análise de valores referentes a uma dada secção; a extensão de uma amostra de valores por correlação com a precipitação na bacia; a regionalização dos valores obtidos para algumas secções por correlação com características físicas da bacia.

2.6.2 – Fórmulas empíricas

A utilização deste tipo de fórmulas, apesar de não ser muito aconselhável, por não associarem aos resultados uma probabilidade estatística de ocorrência, pode ter interesse para a determinação de cheias excepcionais, quando não se dispõe de informação hidrométrica suficiente e quando tenham sido deduzidas para regiões climaticamente equivalentes (Lencastre, 1992). São exemplos de fórmulas empíricas, as de Whistler, Pagliaro, Forti e Iskowski.

a) Fórmula de Whistler

A fórmula de Whistler, aplicável em bacias hidrográficas com áreas compreendidas entre 1000 e 12000 km², é definida por

$$Q_p = A_b \left(\frac{1538}{259 + A_b} + 0,054 \right) \quad (2.25)$$

sendo:

- A_b - área da bacia hidrográfica (km²);
- Q_p - caudal de ponta de cheia (m³/s).

Face ao respectivo campo de aplicação, só será utilizável no âmbito do presente estudo, em que as bacias têm menor área, quando se pretendam efectuar análises comparativas das diferentes fórmulas empíricas.

b) Fórmula de Pagliaro

A fórmula de Pagliaro tem aplicação em bacias hidrográficas com áreas inferiores a 1000 km², sendo definida por

$$Q_p = A_b \left(\frac{2900}{90 + A_b} \right) \quad (2.26)$$

sendo:

A_b - área da bacia hidrográfica (km²);

Q_p - caudal de ponta de cheia (m³/s).

c) Fórmula de Forti

Esta fórmula tem aplicação em bacias com áreas inferiores a 1000 km², sendo definida por

$$Q_p = A_b \left(b \frac{500}{A + 125} + c \right) \quad (2.27)$$

sendo:

A_b - área da bacia hidrográfica (km²);

b, c - constantes que têm os valores de 2,35 e 0,5 respectivamente, para uma precipitação máxima diária menor que 200 mm, e os valores de 3,25 e 1,00 para uma precipitação máxima diária compreendida entre 200 mm e 400 mm.

d) Fórmula de Iskowski

A fórmula de Iskowski foi uma das primeiras fórmulas empíricas a considerar a precipitação na bacia hidrográfica. Trata-se de uma fórmula de validade regional, fornecendo o valor do caudal de ponta de cheia em função da área da bacia hidrográfica e de factores climáticos e fisiográficos. Entre as fórmulas empíricas, é das que mais se utiliza por ter em consideração a precipitação sobre a bacia. Em Portugal, a sua aplicação conduz a caudais inferiores aos reais, por ter sido deduzida a partir de dados de cheias máximas de 289 rios da Europa Central, com bacias hidrográficas muito variadas, com regimes de chuvas regular e onde a uma mesma precipitação média anual corresponde menor número de precipitações intensas de curta e média duração, que provocam menores caudais de cheia.

A fórmula de Iskowski é definida por

$$Q_p = K_{Is} m_I \bar{P} A_b \quad (2.28)$$

sendo:

- A_b - área da bacia hidrográfica (km²);
- K_{Is} - coeficiente variável entre 0,80 e 0,017, dependente da categoria dos solos, da cobertura vegetal e do relevo (Quadro 2.18);
- m_I - coeficiente variável com a área da bacia (Quadro 2.19);
- \bar{P} - precipitação média anual (m).

Quadro 2.18 – Coeficiente K_{Is} da fórmula de Iskowski (adaptado de **Lencastre, 1992**).

Orografia da bacia	Valores do coeficiente K_I			
	Categoria I	Categoria II	Categoria III	Categoria IV
Zona baixa e pantanosa	0,017	0,030	-	-
Zona levemente ondulada	0,025	0,040	-	-
Zona em parte plana e em parte com colinas	0,030	0,055	0,100	-
Zona com colinas não muito íngremes	0,035	0,070	0,125	-
Zona de montes altos / pouco inclinados	0,060	0,160	0,360	0,600
Zona de montes altos / média inclinação	0,070	0,185	0,460	0,700
Zona de montes altos / muito inclinados	0,080	0,210	0,600	0,800

Categoria I – Terreno muito permeável com grande vegetação ou completamente cultivado;
 Categoria II – Terreno de colina ou montanha com vegetação normal, e os de planície levemente ondulada, mas pouco permeável;
 Categoria III – Terreno impermeável com vegetação normal em colina escarpada ou montanhosa;
 Categoria IV – Terreno impermeável com escassa ou nenhuma vegetação.

Quadro 2.19 – Coeficiente m_I da fórmula de Iskowski (adaptado de **Lencastre, 1992**).

A_b (km ²)	1	10	40	70	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
m_I	10,0	9,0	8,23	7,60	7,40	6,87	6,55	6,22	5,90	5,60	5,35	5,12	4,90	4,70

2.6.3 – Fórmulas cinemáticas

Como referido na alínea 2.6.1, as fórmulas cinemáticas têm em consideração as características do movimento da água na bacia hidrográfica, traduzidas normalmente através das noções de tempo de concentração e de chuvada crítica. As mais divulgadas em Portugal são a fórmula racional e as fórmulas de Giandotti, David, SCS, Temez e Mockus.

a) Fórmula racional

De entre as metodologias simplificadas para calcular o caudal de ponta de cheia em pequenas bacias hidrográficas, a fórmula racional é reconhecidamente a de maior utilização e divulgação à escala mundial. Desde que se tomem em consideração as suas limitações, a adequação dos seus parâmetros de base e a correcta definição dos procedimentos da sua aplicação, é seguramente muito útil.

As limitações da fórmula racional, resultantes da sua aplicação, prendem-se com as simplificações de natureza hidrológica e hidráulica da sua formulação. As simplificações hidrológicas residem em admitir a precipitação como invariável no espaço e no tempo e em considerar a transformação precipitação-escoamento como sendo uma relação linear traduzida por um coeficiente de escoamento constante. Do ponto de vista hidráulico, as limitações da fórmula racional residem no facto de considerar que o caudal de ponta de cheia só ocorre quando toda a bacia está a contribuir para o escoamento.

Apesar de não existir consenso, a nível mundial, relativamente à dimensão das bacias hidrográficas que deve constituir o limite de aplicabilidade da fórmula racional, em Portugal tem sido utilizada, com resultados satisfatórios, em bacias com áreas inferiores a 25 km² (Lencastre, 1992).

A utilização da fórmula racional requer o conhecimento da área e tipo de ocupação do solo da bacia hidrográfica, do tempo de concentração e da curva de possibilidade udométrica ou curvas IDF para um dado período de retorno. A fórmula racional é definida por

$$Q_p = C I A_b \quad (2.29)$$

sendo:

- A_b - área da bacia hidrográfica ;
- C - coeficiente da fórmula racional, que depende do tipo e da ocupação do solo da bacia hidrográfica (Quadro 2.12);
- I - intensidade média de precipitação para determinada frequência de ocorrência e com duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica.

Como o coeficiente de escoamento analisado na secção 2.3.3 é aplicável a chuvadas com períodos de retorno de 5 a 10 anos, para chuvadas menos frequentes será necessário corrigir o coeficiente de escoamento por intermédio de um coeficiente de ajustamento, C_f , (**Wright-McLaughlin, 1969**). De referir que o produto do coeficiente de escoamento pelo coeficiente de ajustamento não pode exceder o valor de 1,0. Deste modo, a fórmula racional é definida por

$$Q_p = C C_f I A_b \quad (2.30)$$

em que C_f é o coeficiente de ajustamento definido no Quadro 2.20.

Quadro 2.20 – Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno (*in Wright-McLaughlin, 1969*)

Período de retorno, T (anos)	Coeficiente de ajustamento, C_f
25	1,10
50	1,20
100	1,25

Choupas (1995) propõe também relações entre caudais de ponta de cheia com diferentes períodos de retorno

$$\frac{Q_p 25}{Q_p 10} = 1,25 \quad \frac{Q_p 50}{Q_p 10} = 1,6 \quad \frac{Q_p 100}{Q_p 10} = 1,8 \text{ a } 2,0 \quad \frac{Q_p 1000}{Q_p 10} = 2,6$$

A racionalidade do método consiste em supor que a frequência de ocorrência do caudal de ponta de cheia e da intensidade que lhe deu origem é a mesma, o coeficiente C é igual para todas as intensidades de precipitação e não considerar o armazenamento na rede hidrográfica.

Lima (1984) refere que os resultados experimentais parecem abalar os fundamentos do método, nos seguintes aspectos:

- os instantes em que se verificam os caudais máximos em bacias experimentais nem sempre coincidem com os tempos de concentração das bacias analisadas;
- o coeficiente de escoamento varia, para a mesma bacia e para a mesma chuvada, com o instante em que é medido;
- chuvadas diferentes correspondem a diversos coeficientes de escoamento (uma vez que $C = \frac{Q}{A I}$);
- os valores do coeficiente de escoamento crescem com os aumentos da intensidade pluviométrica e da duração da chuvada.

b) Fórmula de Giandotti

A fórmula de Giandotti é definida por

$$Q_p = \frac{\lambda A_b h_{max}}{t_c} \quad (2.31)$$

sendo:

- A_b - área da bacia hidrográfica (km²);
- h_{max} - altura de precipitação para uma duração igual ao tempo de concentração e um período de retorno (mm);
- λ - parâmetro em função da área (Quadro 2.21);
- t_c - tempo de concentração (h).

No Quadro 2.21 vêm indicados os valores do parâmetro, λ , em função da área da bacia e os coeficientes de escoamento equivalentes da fórmula racional. **Quintela (1982)** verificou que para bacias hidrográficas com áreas inferiores a 300 km² e entre 300 e 500 km², o valor do parâmetro λ equivale a um coeficiente de escoamento da fórmula racional maior ou igual à unidade, o que é absurdo. Desta forma, **Lencastre e Franco (1992)** referem que alguns autores sugerem a utilização de $\lambda = 0,244$, a que corresponde um valor de $C = 0,81$.

Quadro 2.21 – Valores do parâmetro λ da fórmula de Giandotti (adaptado de **Lencastre e Franco, 1992**).

	A_b (km ²)	λ	C (equivalente)
Até	300	0,346	1,25
	300 – 500	0,277	1,00
	500 – 1 000	0,197	0,71
	1 000 – 8 000	0,100	0,36
	8 000 – 20 000	0,076	0,27
	20 000 – 70 000	0,055	0,20

c) Fórmula do SCS para pequenas bacias naturais e urbanas

Se uma bacia for submetida a uma precipitação de intensidade constante uniformemente distribuída sobre toda ela, uma situação de equilíbrio é atingida quando a duração da precipitação útil ultrapassa o tempo de concentração (**Correia, 1984**). A partir desse momento o caudal escoado na secção de saída da bacia é igual à intensidade da precipitação útil, podendo ser calculado pela seguinte expressão

$$Q_p = \frac{I_u A_b K}{3,6} \quad (2.32)$$

sendo:

- I_u - intensidade da precipitação útil (mm/h);
- A_b - área da bacia hidrográfica (km²);
- K - factor de ponta da bacia hidrográfica.

O factor de ponta de uma bacia hidrográfica pode variar entre 1,0 e 0,5 para bacias muito declivosas e muito planas, respectivamente. Habitualmente considera-se um valor de 0,75.

Uma vez que a intensidade de precipitação diminui com a duração da chuvada, a duração, t , de uma chuvada para a situação mais gravosa pode ser calculada por

$$t = t_c + t_o \quad (2.33)$$

sendo:

- t - duração da precipitação total para a situação mais gravosa (h);
- t_c - tempo de concentração (h);
- t_o - tempo que decorre até choverem as perdas iniciais (h).

Para calcular t_o é necessário recorrer ao seguinte procedimento iterativo:

- i) assumir que $t_o = 0$;
- ii) calcular $t = t_o + t_c$;
- iii) calcular a intensidade de precipitação, I , correspondente a uma duração de chuvada, t , recorrendo, por exemplo, a curvas IDF, referidas na secção 2.4.2;
- iv) calcular as perdas iniciais, I_a , pela expressão (2.23);
- v) estimar $t_o = I_a / I$;
- vi) efectuar o procedimento iterativo até existir igualdade entre os membros da equação.

Obtido o valor de t_o , é possível calcular a intensidade de precipitação correspondente a uma chuvada de duração $t = t_c + t_o$, calculando a precipitação útil através da expressão (2.24), e a intensidade de precipitação útil por

$$I_u = \frac{P_u}{t_p} \quad (2.34)$$

sendo:

- I_u - intensidade da precipitação útil (mm/h);
- P_u - precipitação útil (mm);
- t_p - tempo de crescimento ou tempo para a ponta (h).

O tempo de crescimento, t_p , pode ser calculado por

$$t_p = \frac{1}{2} t_r + 0,6 t_c \quad (2.35)$$

$$t_r = t - t_o \quad (2.36)$$

sendo:

- t_r - duração da chuvada útil (h);
- t_c - tempo de concentração (h);
- t_o - tempo que decorre até choverem as perdas iniciais (h).
- t - duração da precipitação total para a situação mais gravosa (h).

É de realçar que a expressão (2.32) é muito sensível ao valor da precipitação, pelo que se recomenda muito cuidado no cálculo das curvas IDF e na escolha do valor da duração da chuvada (**Oliveira, 1996**).

Este método aplica-se a bacias hidrográficas com áreas inferiores a 2000 acres (8 km²) e declives médios inferiores a 30%.

d) Fórmula de Mockus

Lencastre e Franco (1992) apresentam a metodologia de Mockus para calcular o caudal de ponta de cheia. Mockus admite que o valor máximo do caudal de ponta de cheia, para uma dada frequência, corresponde à chuvada útil com duração $t_r = 2 t_c^{1/2}$, sendo obtido pela expressão

$$Q_p = \frac{0,277 K A_b P_u}{\sqrt{t_c} + 0,6t_c} \quad (2.37)$$

sendo:

- Q_p - caudal de ponta de cheia (m³/s);
- P_u - precipitação útil (mm);
- A_b - área da bacia hidrográfica (km²);
- K - factor de ponta da bacia hidrográfica;
- t_c - tempo de concentração (h).

A fórmula de Mockus é aplicável a bacias cujo tempo de concentração seja inferior a quatro horas.

e) Fórmula de David

O método proposto por **David (1976)**, aplicável a bacias hidrográficas com áreas inferiores a 25 km², é preconizado por **JAÉ (1978)**. De acordo com este método, a determinação do caudal de ponta de cheia efectua-se da seguinte forma:

- i) determinar o tempo de concentração da bacia hidrográfica, expresso em horas, de acordo com a expressão (2.8), podendo, no entanto, utilizar-se qualquer uma das expressões referidas na secção 2.2;
- ii) determinar o número de escoamento, CN , de acordo com o tipo de utilização do solo, recorrendo aos Quadros 2.7 e 2.8;

- iii) arbitrar uma duração de precipitação, t_p , menor ou igual ao tempo de concentração da bacia calculado em i);
- iv) determinar a precipitação total, P , para a duração t_p arbitrada em iii), e o período de retorno considerado. Para o efeito podem utilizar-se as curvas IDF referidas na secção 2.4.2.
- v) determinar a precipitação útil, P_u , utilizando a expressão (2.24);
- vi) calcular o caudal de ponta de cheia, Q_p , utilizando a seguinte expressão

$$Q_p = \frac{P_u A_b}{480,5 \left(0,6 t_c + \frac{t_p}{2} \right)} \quad (2.38)$$

sendo:

- A_b - área da bacia hidrográfica (ha);
- t_c - tempo de concentração (h);
- t_p - tempo de precipitação (h);
- P_u - precipitação útil (mm).

- vii) Calcular o caudal de ponta de cheia para outras durações, t_p , de possíveis chuvadas, repetindo-se os passos iii), iv), v) e vi). De referir que estas durações t_p deverão ser sempre inferiores ao tempo de concentração da bacia hidrográfica determinado em i);
- viii) o valor do caudal de ponta de cheia a adoptar será o maior dos caudais determinados.

f) Fórmula de Temez

Para calcular o caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas naturais com áreas inferiores a 75 km², **Temez (1978)** propôs a seguinte expressão

$$Q_p = \frac{C I A_b}{3} \quad (2.39)$$

sendo:

- Q_p - caudal de ponta de cheia (m³/s);
- A_b - área da bacia hidrográfica (km²);
- C - coeficiente de escoamento da fórmula de Temez (Eq. 2.18);
- I - intensidade média de precipitação (mm/h).

Para obter a expressão anterior, **Temez (1978)** considerou que a intensidade de precipitação útil é constante e que o caudal máximo de uma bacia hidrográfica se verifica quando toda a bacia está a contribuir, o que se verifica quando a duração da chuvada iguala o tempo de concentração.

No entanto, a hipótese de considerar a precipitação útil constante não é real, uma vez que varia ao longo do tempo. Para ultrapassar a referida limitação, **Temez (1978)** refere que, no caso de pequenas bacias, a influência da variação da precipitação útil no seu tempo de concentração é secundária, podendo desta forma ser reflectida globalmente no caudal de ponta de cheia através de um coeficiente, *K*. Apesar deste coeficiente variar de acordo com a forma dos hietogramas, **Temez (1978)** verificou que, na prática, se pode admitir constante e igual a 1,20. O referido coeficiente ($K = 1,20$) quando aplicado à fórmula racional obtém-se a expressão (2.39).

A fórmula de Temez também pode ser utilizada em bacias urbanas, desde que as zonas urbanizadas estejam repartidas pela bacia e não concentradas em algumas partes. Uma vez que o escoamento superficial é favorecido em zonas urbanas é necessário ajustar o tempo de concentração destas bacias por

$$t_c' = \frac{t_c}{1 + 3\sqrt{\mu(2 - \mu)}} \quad (2.40)$$

sendo:

- t_c' - tempo de concentração real de uma bacia hidrográfica urbana;
- t_c - tempo de concentração de Temez numa bacia natural (Eq. 2.5);
- μ - parâmetro que relaciona a superfície impermeável com a superfície total da bacia (Quadro 2.22).

Quadro 2.22 – Parâmetro μ em função do grau de urbanização (adaptado de **Temez, 1978**).

Grau de urbanização	μ
Pequeno	$\mu < 0,05$
Moderado	$0,05 < \mu < 0,15$
Importante	$0,15 < \mu < 0,30$
Muito desenvolvido	$\mu > 0,30$

2.6.4 – Fórmulas de base estatística. Fórmula de Loureiro

As fórmulas de base estatística permitem avaliar o caudal de ponta de cheia numa determinada secção de um curso de água em função de um período de retorno, com base em registos de cheias anteriores.

Entre as leis de distribuição estatística mais utilizadas para representar a distribuição de caudais de ponta, podem-se citar as leis de Galton, Gumbel, Pearson tipo III e logarítmica de Pearson, entre outras. Uma vez que no dimensionamento hidrológico de passagens hidráulicas raramente se dispõe de registo de cheias anteriores, no presente trabalho não se irá fazer uma análise exaustiva aos diferentes métodos estatísticos aplicáveis à análise de caudais de cheia, fazendo-se apenas referência à fórmula de Loureiro.

Loureiro e Costa (1980), Loureiro e Pinto (1980) e Loureiro (1984) delimitaram zonas em que correlacionaram os caudais de ponta com a área da bacia, através de expressões do tipo

$$Q_p = C_L \times A_b^z \quad (2.41)$$

sendo:

Q_p - caudal de ponta de cheia (m^3/s);

C_L, z - parâmetros regionais relacionados com o período de retorno;

A_b - área da bacia hidrográfica (km^2).

Dentro de cada região, o parâmetro C_L é constante e o parâmetro z é função do período de retorno. A determinação dos parâmetros baseou-se na aplicação da lei de **Gumbel (1967)** aos caudais máximos anuais observados. No Quadro 2.23 indicam-se as zonas consideradas e os respectivos valores dos parâmetros C_L e z .

Quadro 2.23 – Parâmetros C_L e z da fórmula de Loureiro (adaptado de **Lencastre e Franco, 1992**).

Localização geral		Definição das zonas						
A norte da bacia do Tejo		<p>N_1 – Bacias superiores do Cávado, Tâmega e Tua;</p> <p>N_2 – Bacia do Lima, bacia intermédia do Cávado, bacia superior do Ave, bacias inferiores do Tâmega e do Tua e bacia superior do Sabor;</p> <p>N_3 – Bacias inferiores do Cávado, Ave, Douro, Vouga e Mondego;</p> <p>N_4 – Bacia inferior do Sabor, margem esquerda da bacia do Douro a montante da confluência do Paiva, bacias superiores do Vouga e Mondego;</p>						
Bacia do Tejo		<p>T_1 – Bacias superiores do Zêzere e bacias do Ponsul, Ocreza, Aravil e Erges (Válidos só para uma precipitação média anual inferior a 1400 mm);</p> <p>T_2 – Bacias inferiores do Zêzere e bacias do Nabão, Alviela, Maior, Alenquer, Grande da Pipa, Trancão; bacias inferiores do Soraia e Candeeiros, serra de Montejunto e o litoral e na bacia do rio Lis, os valores deverão ser tomados com reserva;</p> <p>T_3 – Bacia superior do Soraia, bacias da ribeira de Nisa e dos rios Sever e Caia;</p>						
A sul da bacia do Tejo		<p>S_1 – Ribeiras do Algarve, Baixo Guadiana e Alto Mira (válidos onde a precipitação média anual está compreendida entre 500mm 1000 mm);</p> <p>S_2 – Alto Sado, bacias superiores do Xarrama, Degebe e baixo Mira;</p> <p>S_3 – Baixo Sado;</p> <p>S_4 – Bacia do Guadiana, entre as zonas S_1 e S_2;</p>						
Zona	Valor de z	Valores de C_L						
		Período de retorno (anos)						
		5	10	25	50	100	500	1000
N_1	0,807	2,85	3,72	4,53	5,27	6,10	7,6	8,57
N_2	0,694	5,44	6,97	8,58	9,67	11,0	13,9	15,6
N_3	0,510	24,93	30,5	39,1	43,5	49,5	57,1	64,8
N_4	0,489	11,7	16,8	19,2	22,3	26,2	33,1	38,5
T_1	0,375	31,3	40,1	50,2	58,1	66,9	80,5	94,4
T_2	0,466	19,2	26,3	34,7	42,2	48,3	66,2	72,3
T_3	0,761	3,66	4,49	5,58	6,02	8,45	9,60	11,0
S_1	0,784	3,45	4,40	5,40	6,24	7,09	8,97	9,88
S_2	0,738	3,39	4,28	5,54	6,44	7,40	9,50	10,7
S_3	0,816	1,66	2,09	2,58	2,98	3,37	4,27	4,75
S_4	0,745	2,30	3,06	3,68	4,12	4,94	6,23	7,27