

SUBCONCESSÃO DO PINHAL INTERIOR

E.N. 238

LANÇO SERTÃ / OLEIROS

PROJECTO

VOLUME 18 – OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

VIADUTO S/ RIBEIRA DO VALE ABELHEIRA (VRVA)

ESTUDO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	2
2	ESTUDO DAS CHEIAS	2
2.1	Caracterização geral da bacia hidrográfica	2
2.2	Tempo de concentração.....	3
2.3	Precipitações intensas	5
2.4	Caudais de ponta de cheia.....	6
2.4.1	Considerações prévias	6
2.4.2	Fórmula Racional	6
2.4.3	Métodos do Soil Conservation Service	7
2.4.4	Valores adoptados.....	8
2.4.5	Nível de cheia e análise de resultados	8
3	CONCLUSÃO	10
	BIBLIOGRAFIA.....	11

ANEXO I – BACIA HIDROGRÁFICA DEFINIDA PELA SECÇÃO DE IMPLANTAÇÃO DO VIADUTO

ANEXO II – MÉTODOS DO SOIL CONSERVATION SERVICE

ANEXO III – SECÇÃO TRANSVERSAL

SUBCONCESSÃO DO PINHAL INTERIOR

E.N. 238

LANÇO SERTÃ / OLEIROS

PROJECTO

VOLUME 18 – OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

VIADUTO S/ RIBEIRA DO VALE ABELHEIRA (VRVA)

ESTUDO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

1 INTRODUÇÃO

Refere-se o presente trabalho ao Estudo Hidrológico e Hidráulico da Ribeira do Vale da Abelheira na zona de implantação do futuro viaduto.

O viaduto da Ribeira do Vale da Abelheira, com 195 m de comprimento, situa-se a cerca de 33 m de altura do solo, com cotas que variam aproximadamente entre 495 m e 497 m.

No âmbito deste estudo, procedeu-se ao traçado da bacia hidrográfica da linha de água na secção de inserção do viaduto, determinaram-se as suas características mais importantes, tendo em vista o cálculo dos caudais de ponta de cheia, e obtiveram-se as alturas de escoamento na secção do viaduto. Verificou-se ainda, a possível interferência dos níveis de cheia com a estrutura do viaduto.

2 ESTUDO DAS CHEIAS

2.1 Caracterização geral da bacia hidrográfica

A análise hidráulica da Linha de Água em estudo pressupõe a obtenção prévia de valores de parâmetros fisiográficos conducentes à caracterização da correspondente bacia hidrográfica.

Assim, e usando como base, para além da carta militar à escala 1:25 000 (n.º 277) uma cartografia à escala 1:2 000, marcou-se o contorno da bacia hidrográfica e obtiveram-se os seus valores característicos, nomeadamente, os representados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Características principais da bacia hidrográfica na secção do Viaduto da Ribeira do Vale da Abelheira.

Área (km ²)	0,74
Cota máxima (m)	650,00
Cota mínima (m)	461,61
Comprimento do curso de água principal (km)	1,03
Declive médio do curso de água (m/m)	0,182
Declive entre 10 e 85% do comprimento (m/m)	0,196

2.2 Tempo de concentração

No estudo de cheias em cursos de água em regime natural, admite-se que o caudal de ponta de cheia na secção terminal de uma bacia hidrográfica atinge o seu máximo para precipitações intensas com duração igual ao tempo de concentração da bacia (tempo que a partícula cinematicamente mais afastada demora a atingir a secção terminal).

Para calcular o tempo de concentração da bacia, recorreu-se a várias formulações, nomeadamente:

- Kirpich

$$t_c = 0,0663 \frac{L^{0,77}}{d_m^{0,385}} . \quad (2.2.1)$$

sendo:

t_c – tempo de concentração da bacia (h);

d_m – declive médio do curso de água principal da bacia (m/m);

L – comprimento do curso de água principal da bacia (Km).

- Temez

$$t_c = 0,3 \left(\frac{L}{d_m^{0,25}} \right)^{0,76} , \quad \text{com } t_c \text{ [h] e } L \text{ [km]}. \quad (2.2.2)$$

- National Environment Research Council (NERC)

$$t_c = 2,8 \left(\frac{L}{\sqrt{d_{10:85}}} \right)^{0,47}, \quad \text{com } t_c \text{ [h]}. \quad (2.2.3)$$

sendo:

$d_{10:85}$ – declive entre 10 e 85% do comprimento (m/m);

- Giandotti

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{h_m}}, \quad \text{com } t_c \text{ [h]}. \quad (2.2.4)$$

sendo:

h_m – altura média da bacia medida a partir da altitude da secção considerada (m);

- Vent Te Chow

$$t_c = 0,87773 \left(\frac{L}{\sqrt{i}} \right)^{0,64}, \quad \text{com } t_c \text{ [h]}. \quad (2.2.5)$$

- Soil Conservation servisse (SCS)

$$t_c = 1,67.t_e, \quad \text{com } t_c \text{ [h]}. \quad (2.2.6)$$

$$t_e = \frac{L^{0,8} (0,003937.S + 1)^{0,7}}{734,43.i}, \quad \text{com: } t_e \text{ [h]; } L \text{ [h]; } i \text{ [%] e } S \text{ [mm]}. \quad (2.2.7)$$

$$S = \left(\frac{25400}{CN} \right) - 254 \quad (2.2.8)$$

sendo:

t_e – tempo de atraso da bacia (h);

i – declive médio da bacia (%);

L – comprimento da linha de água (m);

S – capacidade máxima de retenção (mm) e

CN – número de escoamento (*curve number*).

Utilizando as anteriores expressões (2.2.3) a (2.2.8), obtiveram-se os valores de tempo de concentração para a bacia hidrográfica em apreço, que se apresentam no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Tempos de concentração da bacia.

	Kirpich	Giandotti	Ven Te Chow	Temez	Nerc	SCS	Adoptado
t_c (h)	0,13	0,45	0,17	0,42	0,82	0,19	0,13

Do mesmo pode concluir-se que:

- A formulação de Nerc fornece o resultado mais elevado quando comparado com os outros métodos. A prova disso é que a média de todas as formulações fornece valores inferiores à de Nerc.
- Como tempo de concentração, adoptou-se o valor referente ao tempo de concentração obtido na formulação de Kirpich, já que o seu resultado apresenta o valor mais baixo, representando deste modo a situação mais desfavorável, no caso dos cálculos do caudal de cheia. Assim sendo, $t_c = 0,13h$.

2.3 Precipitações intensas

Para a determinação das precipitações intensas com as durações pretendidas e diferentes períodos de retorno, consideraram-se as curvas de Intensidade-Duração-Frequência (IDF) propostas por BRANDÃO e RODRIGUES, para o posto udométrico de Gralhas, (13L/02), cuja forma geral é:

$$i = a t^b, \quad \text{com } t \text{ [min] e } i \text{ [mm/h]}, \quad (2.3.1)$$

sendo i a intensidade da precipitação e t a duração considerada da chuvada.

Deste modo, a precipitação total (P) ocorrida é

$$P = i \times t, \quad \text{com } t \text{ [h] e } i \text{ [mm/h]}, \quad (2.3.2)$$

Os parâmetros a e b são função do período de retorno (T) e da duração da chuvada (t) e constam do Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Posto Udométrico de Galhas, (13L/02). Parâmetros da curva I-D-F.

T (anos)	0 min < t < 30 min		30 min < t < 6 h		6 h < t < 48 h	
	a	b	a	b	a	b
2	219,65	-0,530	229,22	-0,561	201,11	-0,5287
5	282,71	-0,514	361,34	-0,604	213,87	-0,5023
50	417,19	-0,498	665,47	-0,651	252,11	-0,4715
100	456,36	-0,495	757,34	-0,660	264,47	-0,4658

2.4 Caudais de ponta de cheia

2.4.1 Considerações prévias

Os caudais de ponta de cheia foram determinados com base em precipitações intensas através do método racional e a partir da formulação do método do Soil Conservation Service exposta em LENCASTRE e FRANCO (1984).

2.4.2 Fórmula Racional

Para determinar o caudal de ponta de cheia através da fórmula racional considerou-se um coeficiente de escoamento, $C=0,32$ (solo tipo D e bacia com declives médios superiores a 6%), sendo no entanto o mesmo variável, em função do período de retorno, já que o valor de C é apenas válido para períodos de retorno entre os 5 e 10 anos, de acordo com a publicação do *Model Drainage Manual, 1991, AASHTO*, onde ao valor do C é aplicado um ajustamento (K), de acordo com o período de retorno, ($K=1,2$ e $K=1,25$, para os períodos de retorno de 50 e 100 anos, respectivamente).

A fórmula racional para cálculo do caudal de ponta de cheia é:

$$Q_p = \frac{C i A}{3,6} \quad (2.4.1)$$

sendo:

Q_p – caudal de ponta (m^3/s);

C – coeficiente de escoamento;

i – intensidade de precipitação para uma precipitação com duração igual ao tempo de concentração (mm/h);

A – área da bacia hidrográfica (km^2).

No Quadro 2.4 apresentam-se os parâmetros das curvas I-D-F, as intensidades de precipitação, os coeficientes *C* considerados e os caudais de ponta de cheia obtidos.

Quadro 2.4 – Caudais de ponta de cheia, segundo a fórmula racional (IDF Brandão).

T (anos)	a	b	i (mm/h)	C	Q _p (m ³ /s)
2	229,22	-0,561	72,25	0,32	4,73
5	361,34	-0,604	104,26	0,32	6,83
50	665,47	-0,651	174,30	0,38	13,70
100	757,34	-0,660	194,73	0,40	15,95

No Quadro 2.5 apresentam-se os parâmetros das curvas I-D-F, as intensidades de precipitação, os coeficientes *C* considerados e os caudais de ponta de cheia obtidos, no caso da utilização das curvas IDF, constantes do Regulamento. A região é a A.

Quadro 2.5 – Caudais de ponta de cheia, segundo a fórmula racional (IDF Regiões).

T (anos)	a	b	i (mm/h)	C	Q _p (m ³ /s)
2	202,72	-0,577	61,83	0,32	4,05
5	259,26	-0,562	81,56	0,32	5,34
50	349,54	-0,524	118,90	0,38	9,35
100	365,62	-0,508	128,53	0,40	10,53

2.4.3 Métodos do Soil Conservation Service

No Anexo II apresenta-se a metodologia do *Soil Conservation Service* para a determinação de caudais de ponta de cheia através da formulação de LENCASTRE e FRANCO.

De acordo com o exposto no Anexo II e após consulta do tipo de Solo constante da Figura A 1 e do Quadro A 1, considerou-se para a bacia hidrográfica em apreço $CN_{III} = 83$, de que resulta um valor de $CN_{III} = 93$. Com este valor, e mediante aplicação da metodologia atrás descrita, obteve-se o caudal de ponta de cheia que se apresenta no **Error! Reference source not found.6**, de acordo com LENCASTRE e FRANCO.

Quadro 2.6 – Caudais de ponta de cheia segundo SCS (LENCASTRE e FRANCO).

T (anos)	a	b	t _p (h)	I _a (mm)	i (mm/h)	P (mm)	P _u (mm)	Q _p (m ³ /s)
2	229,22	-0,561	0,44	3,82	26,13	20,90	8,06	3,75
5	361,34	-0,604	0,33	3,82	45,23	23,52	10,00	6,18
50	665,47	-0,651	0,26	3,82	101,38	30,41	15,47	12,98
100	757,34	-0,660	0,23	3,82	120,51	32,54	17,24	15,21

2.4.4 Valores adoptados

Neste contexto, tendo em consideração os valores obtidos pelos três métodos serão considerados nos cálculos subsequentes os caudais de ponta de cheia do Quadro 2.7, correspondentes a valores sempre superiores às médias dos valores obtidos.

Quadro 2.7 – Caudais de ponta de cheia adoptados, (m³/s).

T (anos)	Fórmula Racional IDF Regiões	Fórmula Racional IDF Brandão	SCS Lencastre e Franco	Média	Adoptado
2	4,05	4,73	3,75	4,18	4,73
5	5,34	6,83	6,18	6,12	6,83
50	9,35	13,70	12,98	13,01	13,70
100	10,53	15,95	15,21	15,90	15,95

2.4.5 Nível de cheia e análise de resultados

O nível de cheia foi determinado para o período de retorno de 100 anos, tendo como base a topografia do leito da linha de água no troço em que se insere a secção de atravessamento. Para o efeito utilizou-se a equação de Manning-Strickler:

$$Q = K.A.R_h^{2/3}.j^{1/2} \quad (2.4.2)$$

sendo:

Q – caudal máximo (m³/s);

K – coeficiente de rugosidade de Strickler (m^{1/3}/s);

A – área da secção molhada (m²);

R – raio hidráulico da secção molhada (m);

j – perda de carga unitária que, no caso de regime uniforme, corresponde à inclinação do leito (m/m).

Para o coeficiente de rugosidade de Strickler foi adoptado um valor de referência de $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. A secção transversal utilizada está caracterizada no Anexo III. O nível de cheia e a velocidade média de escoamento (V) obtidos para os caudais adoptados encontram-se referidos no Quadro 2.8.

Quadro 2.8 – Nível de cheia e velocidade média de escoamento.

T (anos)	Q_p (m^3/s)	Cota Cheia (m)	V (m/s)
2	4,73	462,04	2,20
5	6,83	462,09	2,47
50	13,70	462,20	3,03
100	15,95	462,23	3,17

A curva de vazão obtida é apresentada na Figura 1. Refira-se que o tabuleiro do viaduto encontra-se a cerca de 33 m de altura do solo, apresentando uma folga de 32 m em relação ao nível de cheia com período de retorno de 100 anos.

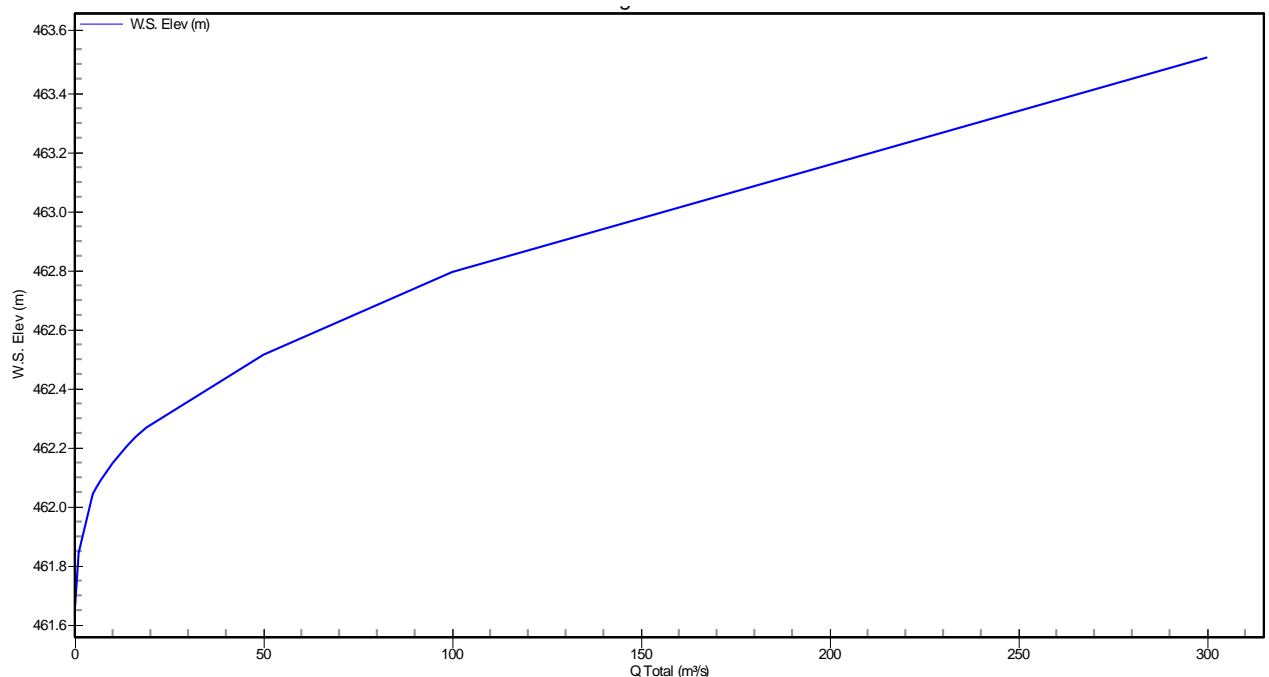


Figura 1 – Curva de Vazão, para $T=100$ anos.

3 CONCLUSÃO

Pela análise do perfil transversal e da cota de cheia para o período de retorno de 100 anos, verifica-se que não existe afectação de pilares.

Face ao exposto, não se prevê qualquer interferência com os pilares, não tendo sido efectuado, deste modo, qualquer estudo complementar.

Lisboa, 28 de Fevereiro de 2011.

Olga Miranda

Eng.^a Recursos Hídricos

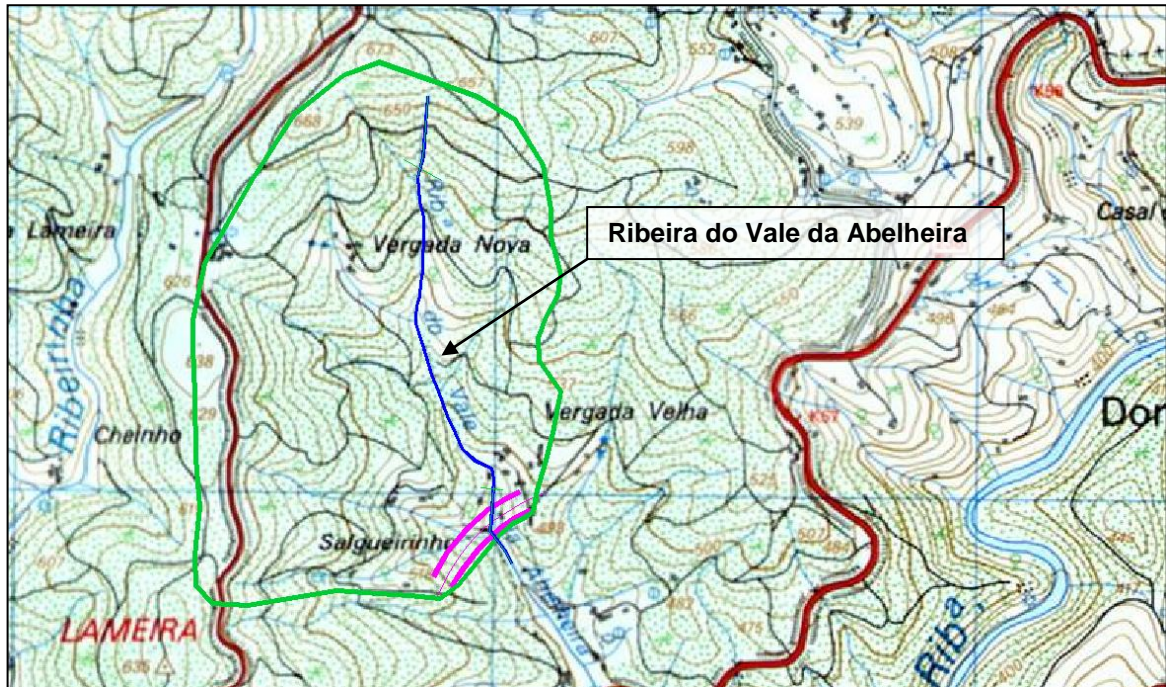
BIBLIOGRAFIA

- BRANDÃO, C. e RODRIGUES, R. (2001) – *Serviço Nacional de Informação sobre Recursos Hídricos*. (www.inag.pt).
- CHOW, V. T, D. R. MAIDMENT e L. R.MAYS (1988) – *Applied Hydrology*. McGraw-Hill, Inc., New York, NY.
- CORREIA, F. N. (1984) – *Proposta de um Método para Determinação de Caudais de Cheia em Pequenas Bacias Naturais e Urbanas*. ITH6, LNEC, Lisboa.
- DAVID, J.M.S. (1976) – *Drenagem de Estradas, Caminhos de Ferro e Aeródromos. Estudo Hidrológico. Determinação de Caudais de Ponta de Cheias em Pequenas Bacias Hidrográficas*. LNEC, Lisboa.
- OLIVEIRA, R. (1996) – *Determinação de Hidrogramas de Cheia em Pequenas Bacias Hidrográficas*. Curso sobre drenagem de águas superficiais em vias de comunicação, LNEC, Lisboa, Portugal.
- PONCE, V.M. (1989) – *Engineering Hydrology – Principles and Practices*. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- SCS (1972) – *Soil Conservation Service – National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology*. U. S. Department of Agriculture, Washington D.C.
- SCS (1973) – *Soil Conservation Service – A Method for Estimating Volume and Rate of Runoff in Small Watersheds*. U.S. Department of Agriculture, Washington D.C..

ANEXO I

**BACIA HIDROGRÁFICA DEFINIDA PELA
SECÇÃO DE IMPLANTAÇÃO DO VIADUTO**

Bacia hidrográfica da linha de água na secção do viaduto.



ANEXO II
MÉTODOS DO *SOIL CONSERVATION SERVICE*

MÉTODOS DO *SOIL CONSERVATION SERVICE*

1 Considerações prévias

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.

O método baseado na metodologia do *Soil Conservation Service* (SCS) que se aplica no presente estudo designa-se por *SCS segundo LENCASTRE e FRANCO (1984)*, com perdas iniciais determinadas pela fórmula original (SCS, 1972 e 1973) e duração da chuvada determinada iterativamente de modo a obter o caudal de ponta máximo.

Para calcular a precipitação útil, em SCS (1984) define-se como capacidade máxima de retenção da bacia hidrográfica, 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:

$$S_{mr} = \frac{25400}{CNIII} - 254 \quad \text{A 1}$$

e

$$CNIII = \frac{23 CNII}{10 + 0,13 CNII} \quad \text{A 2}$$

em que $CNIII$ é o número de escoamento em condições de elevada precipitação antecedente e $CNII$ o número de escoamento para condições de humidade média no solo, conforme exposto em CHOW (1988). O valor de $CNII$ pode ser definido da análise conjunta do Quadro A 1 e da Figura A 1.

Quadro A 1 – Números de escoamento CNII (CORREIA, F.N. Extraído de ITH n.º 6, LNEC, Lisboa 1983).

Utilização ou cobertura do solo	Condições de Superfície	Tipo de Solo			
		A	B	C	D
Bosques ou Zonas Florestais:	Cobertura má	45	66	77	83
	Boa cobertura	25	55	70	77

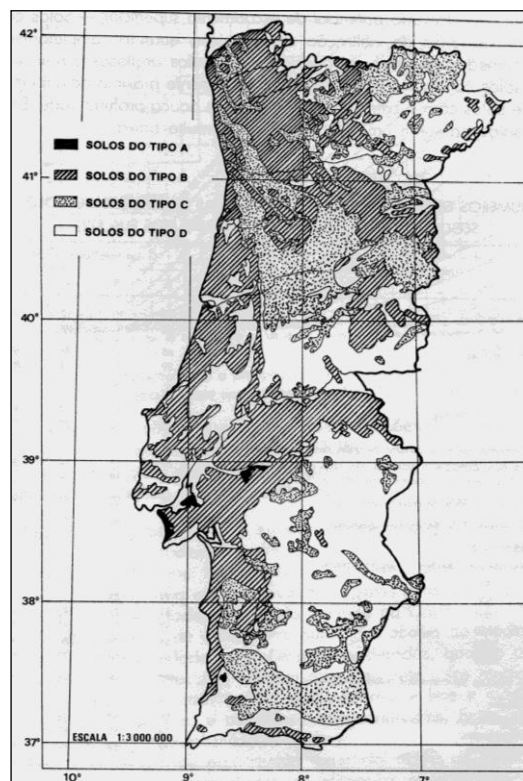


Figura A 1 – Carta de solos de Portugal Continental classificados pelas suas características hidrológicas (segundo DAVID, 1976).

2 Perdas iniciais

Na determinação das perdas iniciais para o escoamento superficial, I_a , LENCASTRE e FRANCO seguem o preconizado na metodologia original do SCS (1972 e 1973), considerando-as equivalentes à precipitação ocorrida até à formação do escoamento superficial. As perdas iniciais são, então, constituídas fundamentalmente pela intercepção, retenção e pela infiltração até à saturação da camada superficial do solo, sendo calculadas pela expressão:

$$I_a = 0,2 S_{tr}$$

A 3

3 Precipitação útil

A precipitação útil é calculada por

$$P_u = \frac{P - I_a}{P + 4I_a} \text{ para } P > I_a$$

A 4

$$P_u = 0 \text{ para } P < I_a$$

sendo:

P_u – precipitação útil (mm);

P – precipitação total (mm);

I_a – perdas iniciais para o escoamento superficial (mm).

A expressão anterior pode ser utilizada para calcular o hietograma de precipitação útil a partir do hietograma de precipitação total. Na Figura A 2 apresenta-se a relação entre a precipitação útil e a precipitação total 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 iguala a precipitação total.

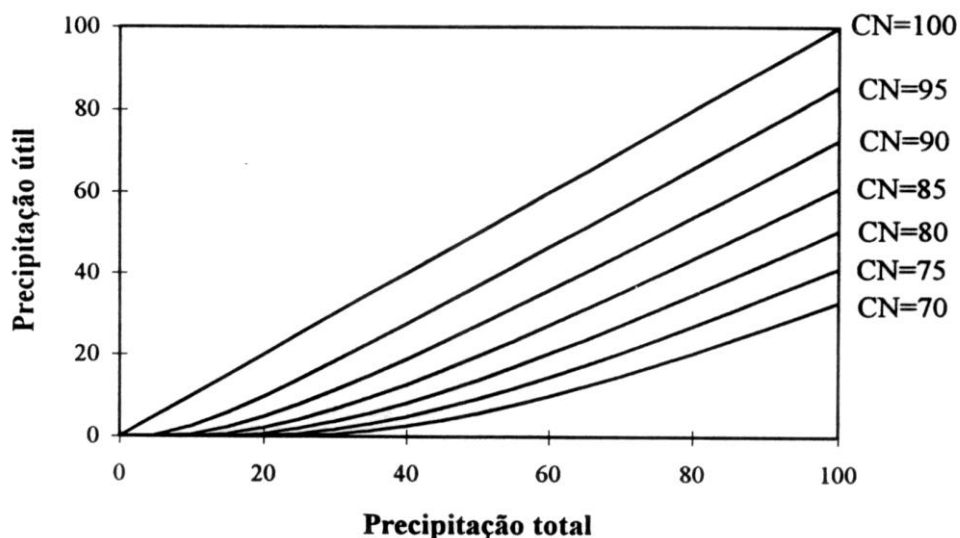


Figura A 2 – Relação entre a precipitação útil e a precipitação total, segundo o método do SCS (SCS, 1972).

4 Caudal de ponta

O caudal escoado na secção terminal da bacia é igual à intensidade da precipitação útil, podendo ser calculado pela expressão:

$$Q_p = 0,277 \frac{KAP_u}{t_p} \quad \text{A 5}$$

sendo:

Q_p – caudal de ponta (m^3/s);

P_u – precipitação útil (mm);

A – área da bacia hidrográfica (km^2);

K – factor de ponta da bacia hidrográfica;

t_p – tempo de crescimento ou tempo para a ponta (h).

O factor de ponta de uma bacia hidrográfica pode variar entre 1,0 e 0,5, respectivamente para bacias muito declivosas ou muito planas. Para o presente caso considerou-se o valor de 1.

5 Duração da precipitação útil

LENCASTRE e FRANCO têm em conta a relação não linear que existe entre a duração e a intensidade de precipitação e procuram o valor de t que maximiza o caudal de ponta, sendo:

$$t \geq t_c + t_o \quad \text{A 6}$$

Neste caso, a duração da precipitação útil é maior ou igual que o tempo de concentração.

O tempo de crescimento, t_p , para utilização na expressão A , é calculado de acordo com a expressão seguinte:

$$t_p = \frac{1}{2} t_r + 0,6 t_c \quad \text{A 7}$$

sendo:

$$t_r = t - \frac{I_a}{P(t)/t} \quad \text{A 8}$$

sendo:

t_r – duração da chuvada útil (h);

$P(t)$ – precipitação ocorrida no tempo t (mm);

Dado que a relação entre P_u e P , de acordo com a Figura A 2, não é linear (excepto para $CN = 100$), o processo de cálculo do valor de t que maximiza o caudal de ponta, para dada frequência estatística, terá de ser feito por tentativas para valores de $t_r \geq t_c$ na expressão A , e resolvendo o sistema de equações constituído pelas expressões A , A , A e (2.3.1) e (2.3.2), apresentadas no Capítulo 2.

O valor de t_r correspondente ao máximo caudal de cheia será tão menos afastado de t_c quanto mais elevado for CN .



ANEXO III

SECÇÃO TRANSVERSAL

Secção transversal do leito da linha de água.
Nível de cheia para o caudal associado a T=100 anos

