



**VIADUTOS DA A28 – VIANA DO CASTELO –
CAMINHA**

**ESTUDOS HIDROLÓGICOS E DE PROTECÇÃO
CONTRA EROSÕES LOCALIZADAS**

VIADUTO SOBRE O RIO COURA



Junho, 2004

VIADUTOS DA A28 – VIANA DO CASTELO – CAMINHA

VIADUTO SOBRE O RIO COURA

ESTUDOS HIDROLÓGICOS E DE PROTECÇÃO CONTRA EROSÕES LOCALIZADAS

ÍNDICES

TEXTO

	Pág.
1 INTRODUÇÃO	3
2 ESTUDO DAS CHEIAS.....	4
2.1 CARACTERIZAÇÃO GERAL DA BACIA HIDROGRÁFICA.....	4
2.2 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO	4
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 <i>Soil Conservation Service</i>	7
2.4.4 Valores adoptados	8
2.5 NÍVEIS DE CHEIA.....	8
3 FORÇAS HIDRODINÂMICAS SOBRE OS PILARES	10
4 EROSÕES LOCALIZADAS NOS PILARES.....	12
5 PROTECÇÃO CONTRA EROSÕES.....	15
6 OBSTRUÇÃO DO ESCOAMENTO PELOS PILARES.....	16
7 BIBLIOGRAFIA.....	17

QUADROS

Quadro 2.1 – Bacia hidrográfica na secção do viaduto. Principais características.

Quadro 2.2 – Tempos de concentração da bacia.

Quadro 2.3 – Posto udométrico de Viana de Castelo (03E/03). Parâmetros da curva I-D-F.

Quadro 2.4 – Caudais de ponta de cheia, segundo a fórmula racional.

Quadro 2.5 – Caudais de ponta de cheia segundo SCS (CORREIA).

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

Quadro 2.7 – Caudais de ponta de cheia adoptados.

Quadro 2.8 – Níveis de cheia e velocidades médias de escoamento.

Quadro 5.1 – Protecção contra erosões dos pilares afectados.

Quadro 6.1 – Equação de Yarnell. Sobrelevação do nível a montante.

FIGURAS

Figura 3.1 – Perfil longitudinal.

Figura 4.1 – Factor relativo à curva granulométrica dos sedimentos – K_{σ} (BREUSERS e RAUDKIVI, 1991).

Figura 4.2 – Factor relativo à profundidade relativa do escoamento – K_d (extraído de BREUSERS e RAUDKIVI, 1991).

ANEXOS

Anexo 1 – Bacia hidrográfica definida pela secção de implantação do viaduto

Anexo 2 – Fotografias do local de implantação do viaduto

Anexo 3 – Métodos do *Soil Conservation Service*

Anexo 4 – Saídas do programa utilizado para cálculo das curvas de vazão

1 INTRODUÇÃO

A AQUALOGUS, Consultores de Hidráulica e Recursos Hídricos, Lda., foi solicitada pela firma FERROVIAL AGROMAN para efectuar os estudos hidrológicos e hidráulicos do viaduto sobre o rio Coura e de apresentar eventuais soluções de protecção contra erosões localizadas nos pilares e encontros desta ponte.

Assim, procedeu-se ao traçado da bacia hidrográfica do rio Coura na secção de inserção do viaduto e determinaram-se as suas características mais importantes tendo em vista o cálculo dos caudais de ponta de cheia, obtiveram-se as alturas de escoamento na secção da ponte e verificou-se a possível interferência dos níveis de cheia com a estrutura da ponte.

2 ESTUDO DAS CHEIAS

2.1 CARACTERIZAÇÃO GERAL DA BACIA HIDROGRÁFICA

A secção de implantação do viaduto sobre o rio Coura, afluente da margem esquerda do rio Minho, define uma bacia hidrográfica com 233 km² de área e cerca de 37 km de comprimento do curso de água principal – **Anexo 1**.

Na zona em que se insere o viaduto, o vale apresenta secção transversal bastante alargada, correspondente a uma vasta planície aluvionar, sendo o leito menor delimitado por uma galeria ripícola constituída essencialmente por vegetação arbustiva, com predominância de colmos – **Anexo 2**.

O leito de cheias, bastante plano, é composto por vegetação, agricultada ou não, o que poderá constituir um obstáculo adicional ao escoamento caso o poder erosivo decorrente da velocidade do escoamento não promova o seu desenraizamento. Este aspecto condicionou a escolha do coeficiente da fórmula de Manning-Strickler a utilizar no cálculo dos níveis de cheia. Note-se que o declive médio do leito na zona em que se insere o viaduto é de difícil definição, com base na topografia disponível, tendo em consideração o reduzido declive existente.

As principais características da bacia hidrográfica constam do **Quadro 2.1**.

Quadro 2.1 – Bacia hidrográfica na secção do viaduto. Principais características.

Área (km ²)	232,78
Cota máxima (m)	880,00
Cota mínima (m)	5,00
Comprimento do curso de água principal (km)	36,98
Declive médio do curso de água (m/m)	0,0237
Declive entre 10 e 85% do comprimento (m/m)	0,0278

2.2 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

Para calcular o tempo de concentração da bacia, recorreram-se às seguintes formulações:

– Temez

$$t_c = 0,3 \left(\frac{L}{d_m^{0,25}} \right)^{0,76}, \quad \text{com } t_c \text{ [h] e } L \text{ [km]}. \quad (2.1)$$

sendo:

t_c – tempo de concentração da bacia;

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

L – comprimento do curso de água principal da bacia.

– *National Environment Research Council* (NERC)

$$t_c = 2,8 \left(\frac{L}{\sqrt{d_{10:85}}} \right)^{0,47}, \quad \text{com } t_c \text{ [h] e } L \text{ [km]}. \quad (2.2)$$

sendo:

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

Utilizando as anteriores expressões Erro! A origem da referência não foi encontrada. a (2.2), 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.

	Temez	NERC	Média
t_c (h)	9,50	7,00	8,25

Deste modo, o tempo de concentração adoptado para a bacia é $t_c = 8,25$ h.

2.3 PRECIPITAÇÕES INTENSAS

Para 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 (1999), para o posto udométrico de Viana de Castelo (03E/03), cuja forma geral é

$$i = a t^b, \quad \text{com } t \text{ [min] e } i \text{ [mm/h]}, \quad (2.3)$$

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

Deste modo, a precipitação total (P) ocorrida é

$$P = i \times t, \quad \text{com } t \text{ [h] e } i \text{ [mm/h]}, \quad (2.4)$$

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 Viana de Castelo (03E/03). 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	202,49	-0,585	281,33	-0,624	325,76	-0,652
5	286,54	-0,512	545,43	-0,704	317,36	-0,616
10	342,32	-0,508	742,80	-0,738	320,05	-0,599
20	395,86	-0,504	943,80	-0,762	325,96	-0,586
50	465,21	-0,502	1216,60	-0,786	336,65	-0,574
100	517,19	-0,500	1428,20	-0,800	346,17	-0,566
500	637,36	-0,497	1934,00	-0,824	371,29	-0,552
1 000	689,03	-0,496	2156,80	-0,832	383,00	-0,547

2.4 CAUDAIS DE PONTA DE CHEIA

2.4.1 Considerações prévias

Determinam-se os caudais de ponta de cheia com base em precipitações intensas e na utilização da fórmula racional e de duas formulações do método do *Soil Conservation Service*: a exposta em LENCASTRE e FRANCO (1984) e a proposta em CORREIA (1984).

2.4.2 Fórmula racional

Para determinar o caudal de ponta de cheia através da fórmula racional considera-se um coeficiente de escoamento, *C*, variável entre 0,30 e 0,70, em função do período de retorno, de acordo com valores que se consideram aceitáveis para bacias hidrográficas com solos com permeabilidades médias e chuvadas com períodos de retorno compreendidos entre 2 e 1 000 anos.

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

$$Q_p = \frac{C i A}{3,6} \quad (2.5)$$

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.

T (anos)	a	b	i (mm/h)	C	Q _p (m ³ /s)
2	325,76	-0,652	5,70	0,4	147
5	317,36	-0,616	6,95	0,5	225
10	320,05	-0,599	7,78	0,6	302
20	325,96	-0,586	8,59	0,6	333
50	336,65	-0,574	9,56	0,7	433
100	346,17	-0,566	10,33	0,7	468
500	371,29	-0,552	12,09	0,8	625
1 000	383,00	-0,547	12,86	0,8	665

2.4.3 Métodos do *Soil Conservation Service*

No **Anexo 3** apresenta-se as diferentes metodologias do *Soil Conservation Service* para a determinação de caudais de ponta de cheia: CORREIA (1984) e LENCASTRE e FRANCO (1995).

De acordo com o exposto no **Anexo 3** e após consulta da **Figura A 1** e do **Quadro A 1**, considerou-se para a bacia hidrográfica em apreço $CNIII = 80$, de que resulta, através da expressão **A 2** um valor de $CNIII \approx 90$. Com este valor, e mediante aplicação das metodologias atrás descritas, obtiveram-se os caudais de ponta de cheia que se apresentam no **Quadro 2.5**, de acordo com CORREIA (1984) e **Quadro 2.6**, de acordo com LENCASTRE e FRANCO (1995).

Quadro 2.5 – Caudais de ponta de cheia segundo SCS (CORREIA).

T (anos)	t ₀ (h)	t _p (h)	a	b	i (mm/h)	I _a (mm)	P (mm)	P _u (mm)	Q _p (m ³ /s)
2	0,85	9,10	325,76	-0,652	5,35	4,54	48,67	29,13	155
5	0,53	8,78	317,36	-0,616	6,69	3,51	58,67	41,84	231
10	0,40	8,65	320,05	-0,599	7,56	3,06	65,45	50,12	280
20	0,32	8,57	325,96	-0,586	8,40	2,72	72,03	57,93	327
50	0,26	8,51	336,65	-0,574	9,39	2,41	79,91	67,08	381
100	0,22	8,47	346,17	-0,566	10,18	2,21	86,20	74,24	424
500	0,15	8,40	371,29	-0,552	11,96	1,85	100,55	90,22	519
1000	0,14	8,39	383,00	-0,547	12,75	1,73	106,89	97,15	560

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

T (anos)	t_p (h)	a	b	i (mm/h)	I_a (mm)	P (mm)	P_u (mm)	Q_p (m ³ /s)
2	11,56	325,76	-0,652	4,58	5,52	52,89	29,93	143
5	12,21	317,36	-0,616	5,45	5,52	66,61	42,08	193
10	12,44	320,05	-0,599	6,09	5,52	75,70	50,36	227
20	12,55	325,96	-0,586	6,72	5,52	84,34	58,37	261
50	12,61	336,65	-0,574	7,49	5,52	94,50	67,91	302
100	12,63	346,17	-0,566	8,12	5,52	102,55	75,53	334
500	12,62	371,29	-0,552	9,56	5,52	120,63	92,84	409
1000	12,60	383,00	-0,547	10,20	5,52	128,54	100,47	443

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 constantes do **Quadro 2.7**, correspondentes a valores sempre superiores às médias dos valores obtidos.

Quadro 2.7 – Caudais de ponta de cheia adoptados.

T (anos)	Q_p (m ³ /s)				
	Fórmula racional	SCS Correia	SCS Lencastre e Franco	Média	Adoptado
2	147	155	143	148	150
5	225	231	193	216	230
10	302	280	227	270	300
20	333	327	261	307	330
50	433	381	302	372	430
100	468	424	334	409	460
500	625	519	409	518	620
1000	665	560	443	556	670

2.5 NÍVEIS DE CHEIA

Não se dispondo de topografia de pormenor do leito do rio Coura no troço em que se insere a secção de atravessamento, determinaram-se os níveis de cheia considerando o escoamento em regime uniforme utilizando a fórmula de Manning-Strickler

$$Q = K A R i_m^{1/2} \quad (2.6)$$

sendo:

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

A – área da secção transversal do escoamento (m^2);

R – raio hidráulico (m);

i_m – declive médio do leito no troço em que se insere o atravessamento (m/m).

No que se refere ao declive médio do leito, a sua determinação baseou-se na carta topográfica à escala 1:25 000, tendo-se obtido o valor de 0,001. No entanto, face à incerteza associada a este valor, efectuaram-se também cálculos de sensibilidade com diferentes valores de declive médio.

Para o coeficiente de Strickler, foi adoptado um valor de referência de $20 m^{1/3}/s$ estabelecido com base na observação do leito menor e do leito de cheias (**Anexo 2**). A secção transversal utilizada está caracterizada nas saídas do programa utilizado para cálculo das curvas de vazão que se apresentam no **Anexo 4**. Os níveis de cheia e as velocidades médias de escoamento (V) obtidos para os caudais referidos no **Quadro 2.7** e para o declive de 0,001 encontram-se no **Quadro 2.8**.

Quadro 2.8 – Níveis de cheia e velocidades médias de escoamento.

T (anos)	Q_p (m^3/s)	Nível	V (m/s)
2	150	7,36	0,82
5	230	7,84	0,94
10	300	8,20	1,02
20	330	8,34	1,05
50	430	8,75	1,16
100	460	8,91	1,16
500	620	9,76	1,09
1000	670	9,92	1,10

No **Anexo 4** incluem-se curvas de vazão obtidas para diferentes declives do leito, constando-se que as diferenças de níveis obtidas não são significativas, tendo em consideração as cotas a que se desenvolve o tabuleiro da ponte. Refira-se que a face inferior do tabuleiro da ponte, à cota 15,38, apresenta uma folga de cerca de 5,5 m em relação ao nível de cheia com período de retorno de 1 000 anos (9,92). Em caso limite, para um declive médio de 0,0005, o nível máximo atingido para a cheia milenar será cerca de 10,50, o que representa, ainda, uma folga de cerca de 5 m.

3 FORÇAS HIDRODINÂMICAS SOBRE OS PILARES

O escoamento exerce sobre os pilares uma força hidrodinâmica que se determina por

$$R = C_R \gamma A \frac{V_{máx}^2}{2g} \quad (3.1)$$

sendo:

R – força hidrodinâmica;

C_R – coeficiente de resistência função da geometria do corpo imerso;

γ – peso volúmico do líquido;

A – área da secção transversal do corpo num plano perpendicular à direcção do escoamento;

$V_{máx}$ – velocidade máxima de escoamento;

g – aceleração da gravidade.

No caso de pilares de forma cilíndrica, tem-se $C_R \approx 1,17$.

O viaduto sobre o rio Coura tem 332,00 m de comprimento, sendo constituído por 9 grupos de pilares – **Figura 3.1**.

Os pilares da ponte têm forma cilíndrica, com diâmetro de 1,30 m, apresentando em cada secção de apoio dois pilares por tabuleiro.

De acordo com o **Quadro 2.8**, para um período de retorno de 1 000 anos, a velocidade média de escoamento será de 1,10 m/s e o nível máximo atingido será 9,92. Assim, considerando que a velocidade máxima de escoamento será cerca de duas vezes a velocidade média de escoamento, a velocidade máxima será cerca de 2,20 m/s. Estando o talvegue à cota 0,99, a máxima altura submersa de um pilar será $h = 8,93$ m.

Deste modo, para pilares de forma cilíndrica com 1,30 m de diâmetro e por aplicação da expressão **(3.1)**, a força hidrodinâmica total para o caudal associado ao período de retorno de 1 000 anos será $R = 32,9$ kN, donde a força hidrodinâmica por unidade de comprimento de pilar será $R/h = 3,7$ kN/m.

Considera-se que esta força por unidade de comprimento é aplicada em todos os pilares do mesmo grupo.

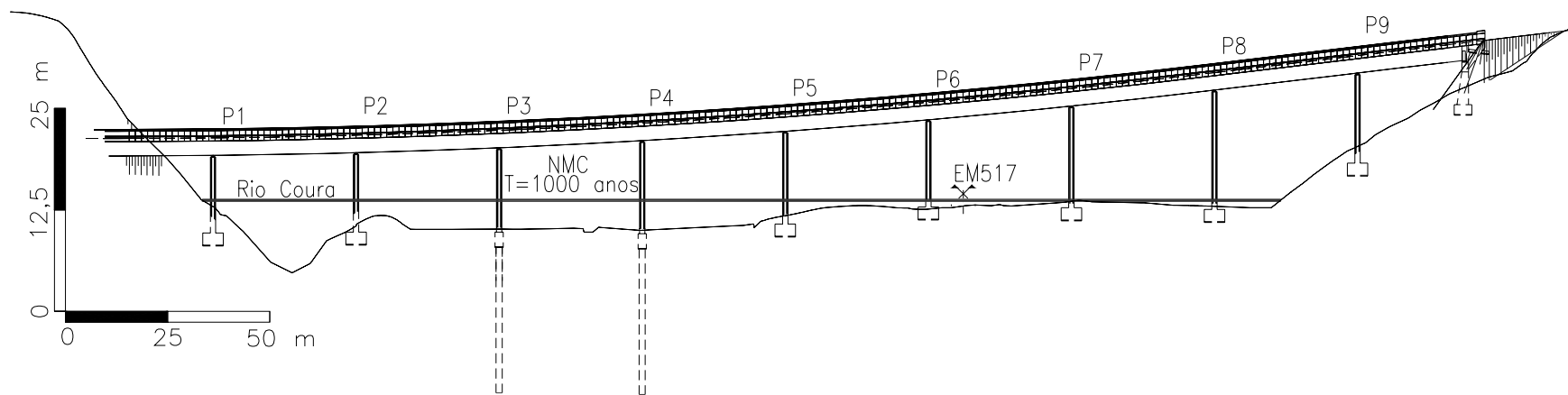


Figura 3.1 – Perfil longitudinal.

4 EROSÕES LOCALIZADAS NOS PILARES

Não havendo disponibilidade de dados sobre a granulometria do material de fundo da ribeira nas zonas de implantação dos pilares, considerar-se-á um diâmetro médio $d_{50} \approx 1,00$ mm, correspondente a uma areia de grão médio, e um desvio-padrão da granulometria dos material do leito de $\sigma_g = 2,5$.

Para estimar a profundidade máxima da erosão localizada junto dos pilares, seguir-se-á a metodologia proposta por BREUSERS e RAUDKIVI (1991).

De acordo com aquele autor, a profundidade máxima y_{max} da fossa de erosão obtida para um escoamento sem transporte de sedimentos, determina-se por

$$y_{max} = 2,3 b K_{\sigma} K_f K_{\alpha} K_S K_d \quad (4.1)$$

sendo:

b – diâmetro do pilar;

K_{σ} – factor relativo ao desvio-padrão da curva granulométrica dos sedimentos;

K_f – factor de forma do pilar;

K_{α} – factor de alinhamento do pilar em relação à direcção do escoamento;

K_S – factor respeitante à relação entre a largura do pilar e o diâmetro médio do sedimentos;

K_d – factor relativo à profundidade do escoamento.

O valor de K_{σ} obtém-se através da **Figura 4.1**.

No presente caso, para $\sigma_g = 2,5$, obtém-se $K_{\sigma} = 0,40$.

Para pilares cilíndricos, tem-se $K_f = 1,00$ (BREUSERS e RAUDKIVI, 1991).

No que se refere ao coeficiente relativo à orientação do escoamento em relação aos pilares, K_{α} , no caso de direcção do ângulo de incidência perpendicular à face do pilar, tem-se $K_{\alpha} = 1,00$.

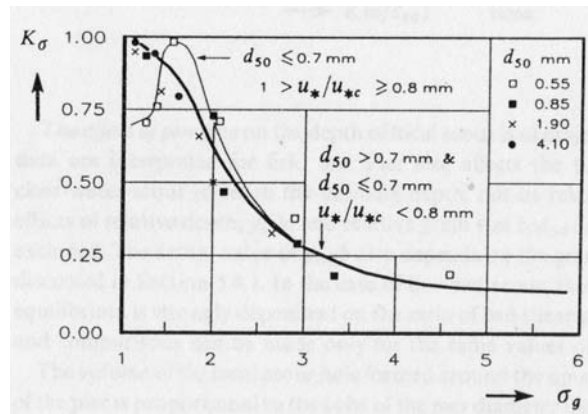


Figura 4.1 – Factor relativo à curva granulométrica dos sedimentos – K_{σ} (BREUSERS e RAUDKIVI, 1991).

Relativamente a K_S , segundo BREUSERS e RAUDKIVI (1991), para o presente valor da relação $b/d_{50} = 1300 > 100$, tem-se $K_S = 1,00$.

Finalmente, o factor K_d obtém-se a partir da **Figura 4.2**. Para a cheia com período de retorno de 1 000 anos, o valor máximo da profundidade de escoamento, y_0 , fora do leito menor é de cerca de 3,30 m, pelo que $y_0/b = 2,54$. Nestas condições, tem-se $K_d \approx 0,98$.

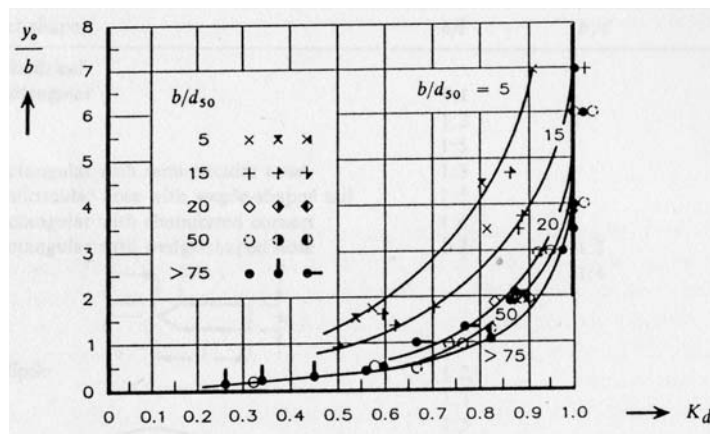


Figura 4.2 – Factor relativo à profundidade relativa do escoamento – K_d (extraído de BREUSERS e RAUDKIVI, 1991).

Nestas condições, a profundidade máxima das erosões localizadas junto dos pilares será, para a cheia com período de retorno de 1 000 anos, $y_{máx} \approx 1,17$ m.

Verifica-se que os grupos de pilares P1 a P8 (**Figura 3.1**), poderão estar frequentemente sujeitos à acção do escoamento em caso de cheia, com especial incidência nos grupos P1 a P5, em que as alturas de submersão dos pilares bem como as velocidades de escoamento deverão ser maiores. Deste modo propõe-se a protecção com enrocamento das zonas

adjacentes a estes pilares. No tocante aos grupos de pilares P6 a P8, só deverão ser atingidos por cheias com períodos de retorno da ordem de grandeza dos 1 000 anos, e terão alturas de submersão e velocidades de escoamento reduzidas. Contudo, e dada a importância da obra, estes grupos de pilares deverão também ser sujeitos protecção com enrocamento.

Recomenda-se, ainda, que a eventual escavação efectuada para as fundações dos pilares seja preenchida com material grosseiro proveniente de escavações, em detrimento de outros materiais de natureza siltosa ou arenosa.

Recomenda-se também que o troço superior das fundações com comprimento correspondente à máxima profundidade de erosão calculada não seja considerado para efeitos da resistência horizontal do terreno no cálculo das mesmas.

5 PROTECÇÃO CONTRA EROSÕES

A protecção dos pilares contra erosões pode ser assegurada por tapetes de enrocamento sempre que as velocidades médias não sejam demasiado elevadas (usualmente inferiores a 2,5 m/s). O seu dimensionamento está de acordo com os critérios propostos por SAMORA (1993).

Assim, o diâmetro equivalente médio do enrocamento, d_{50} , para escoamentos com elevada macroturbulência pode ser calculado por

$$d_{50} = \frac{V^2}{2,5g} \quad (5.1)$$

em que V (m/s) é a velocidade média do escoamento e g a aceleração gravítica (m/s^2).

As relações entre d_{50} e os diâmetros mínimo e máximo (d_0 e d_{100}), foram estimadas com base no critério segundo o qual o bloco máximo e o bloco mínimo deverão pesar, respectivamente, o quádruplo e um quarto do peso do bloco mediano. Admitindo que o peso dos blocos é proporcional ao cubo do diâmetro, obtêm-se:

$$d_{100} \cong 1,58d_{50} \quad (5.2)$$

$$d_0 \cong 0,63d_{50} \quad (5.3)$$

A espessura do tapete de enrocamento (e) é aproximadamente

$$e \cong 1,5d_{100} \quad (5.4)$$

O tapete de enrocamento deverá revestir uma faixa de largura L (m) circundante de todo o pilar, estimada por

$$L \cong 4,5hF_r \quad (5.5)$$

em que F_r é o número de Froude do escoamento e h a altura de água na secção em estudo.

As características da protecção contra erosões dos pilares afectados para a situação mais gravosa (período de retorno $T = 1\ 000$ anos) apresentam-se no **Quadro 5.1**.

Quadro 5.1 – Protecção contra erosões dos pilares afectados.

T (anos)	V (m/s)	h (m)	F_r	e (m)	d_{50} (m)	d_0 (m)	d_{100} (m)	L (m)
1000	1,10	8,93	0,12	0,15	0,05	0,03	0,10	5,0

Os aterros dos encontros não necessitam de ser protegidos contra erosões decorrentes do escoamento dos caudais de cheia na medida em que se encontram a cotas significativamente superiores ao nível de cheia com período de retorno de 1 000 anos.

6 OBSTRUÇÃO DO ESCOAMENTO PELOS PILARES

Tendo como base os caudais anteriormente calculados, determinou-se qual o efeito nas condições de escoamento da colocação dos pilares e encontros da ponte. De acordo com os capítulos precedentes, os grupos de pilares P1 a P8 estarão no leito de cheia.

Uma vez que a área obstruída pela ponte relativamente à área disponível para o escoamento é reduzida, optou-se por utilizar a equação de Yarnell (YARNELL, 1934) para calcular a sobrelevação da superfície livre causada pela construção da obra. A equação de Yarnell é definida por

$$\Delta h = 2K (K+10\omega-0.6)(\alpha + 15\alpha^4) \frac{V^2}{2g} \quad (6.1)$$

em que

Δh - diferença de níveis entre as secções a montante e a jusante da ponte (m);

K - coeficiente que tem em conta a forma dos pilares;

ω - relação altura cinética/altura de escoamento na secção de jusante;

α - relação entre a área obstruída e a área livre do escoamento;

V - velocidade média do escoamento na secção de jusante.

Considerou-se para K o valor de 1,05, correspondente a pilares de forma cilíndrica. Admitindo ainda que as características do escoamento na secção a jusante da ponte são semelhantes às que ocorrem em condições naturais, a aplicação da expressão (6.1) para a situação mais gravosa (caudal associado ao período de retorno de 1 000 anos) conduziu aos resultados que se apresentam no **Quadro 6.1**.

Quadro 6.1 – Equação de Yarnell. Sobrelevação do nível a montante.

T (anos)	Q (m ³ /s)	K	V (m/s)	$V^2/2g$ (m)	y_2 (m)	ω	A_{obst} (m ²)	A_{livre} (m ²)	α	Δh (m)
1000	670	1,05	1,10	0,062	8,93	0,0069	17,1	605	3%	0,002

$V^2/2g$ - altura cinética; y_2 - altura do escoamento na secção de jusante.

Da análise do quadro constata-se que a relação entre a área obstruída e a área livre para o escoamento é de cerca de 3%, resultando daí a máxima sobrelevação do nível a montante de $\Delta h = 2$ mm, valor que se considera desprezável.

7 BIBLIOGRAFIA

- AGOSTINI, R., CESARIO, L., FERRAILOLO, F. e PAPETTI, (1988) – *Structures flexibles en gabions et matelas Reno pour les tronçons torrentiels et fluviaux*. Officine Maccaferri, SpA, Blonha, Itália.
- BRANDÃO, C. e RODRIGUES, R. (1999) – *Serviço Nacional de Informação sobre Recursos Hídricos*. Página da INTERNET (www.inag.pt).
- BREUSERS, H.N.C.; RAUDKIVI, A. J.; (1991) – *Scouring*. IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Balkema, Rotterdam.
- 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.
- SAMORA, M. (1993) – *Utilização de enrocamentos como protecção contra a erosão de canais*. Dissertação, I.S.T., Lisboa.
- 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..
- YARNELL, D. L. (1934) – *Bridge Piers as Channel Obstructions*. Technical Bulletin 442, U.S. Department of Agriculture, Washington D.C..

**ANEXO 1 – BACIA HIDROGRÁFICA DEFINIDA PELA
SECÇÃO DE IMPLANTAÇÃO DO VIADUTO**

Bacia hidrográfica do rio Coura na secção do viaduto.

**ANEXO 2 – FOTOGRAFIAS DO LOCAL DE
IMPLANTAÇÃO DO VIADUTO**



Foto 1 – Leito do rio Coura no local de implantação do viaduto. Vista para jusante.



Foto 2 – Planície aluvionar do rio Coura no local de implantação do viaduto. Margem direita.

MÉTODOS DO SOIL CONSERVATION SERVICE

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.

Os métodos baseados na metodologia do *Soil Conservation Service* (SCS) que se aplicam no presente estudo designam-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;
- SCS segundo CORREIA (1984), com perdas iniciais determinadas em função da intensidade de precipitação e precipitação útil com duração igual ao tempo de concentração.

Para calcular a precipitação útil, em SCS (1972 e 1973) define-se 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

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

e

$$CN III = \frac{23 CN II}{(10 + 0,13 CN II)} \quad \text{A 2}$$

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

Quadro A 1 – Números de escoamento CNII (extraído de LENCASTRE e FRANCO, 1984).

Utilização ou cobertura do solo	Grupo hidrológico do solo			
	A	B	C	D
Terras lavradas: não cultivadas	72	81	88	91
	62	71	78	91
Pastagens: pobres	68	79	86	89
	39	61	74	80
Prados em boas condições	30	58	71	78
Florestas: pouco densas	45	66	77	83
	25	55	70	77

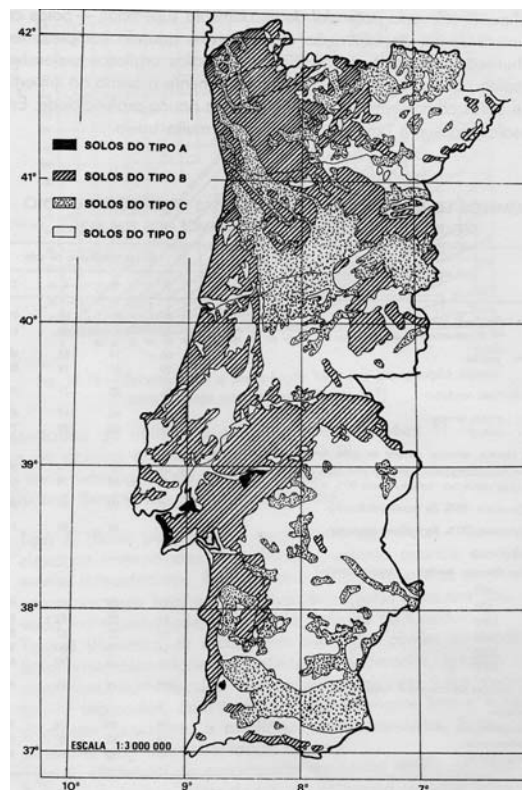


Figura A 1 – Carta de solos de Portugal Continental classificados pelas suas características hidrológicas (segundo DAVID, 1976).

PERDAS INICIAIS

Na determinação das perdas iniciais para o escoamento superficial, I_a , LENCASTRE e FRANCO (1984) 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

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

A 3

CORREIA (1984) propõe um método distinto para cálculo das perdas iniciais. Considera que as parcelas relativas à interceptação e à retenção são de quantificação bastante difícil, sendo, no entanto, admissível que tenham um valor relativamente pequeno em relação à infiltração ocorrida até à saturação da camada superficial do solo que se representa por W_p . Desta forma é possível considerar, sem grande erro, $I_a = W_p$.

A vantagem de admitir esta hipótese reside no facto de existirem métodos razoavelmente sofisticados para cálculo de W_p com base nos parâmetros hidráulicos do solo (condutividade do solo, K , e sorptividade do solo, S_p). Assim, é possível estabelecer as seguintes relações entre I_a e CN (CORREIA, 1984) :

$$I_a = W_p = \frac{0,181CN^2 - 36,129CN + 1806,91}{0,08052 CN + i - 8,052} \text{ para } CN > 75$$

$$I_a = W_p = \frac{0,181CN^2 - 36,129CN + 1806,91}{0,391 CN + i - 31,394} \text{ para } 65 < CN \leq 75$$

A 4

$$I_a = W_p = \frac{0,0107CN^2 - 4,417CN + 457,56}{0,391 CN + i - 31,394} \text{ para } 36 < CN \leq 65$$

$$I_a = W_p = \frac{0,0107CN^2 - 4,417CN + 457,56}{0,823 CN + i - 47,066} \text{ para } 36 \leq CN$$

tomando-se para CN o valor do número de escoamento para condições de elevada precipitação antecedente (CN_{II}), determinado através da expressão **A 2** e sendo i a intensidade de precipitação (mm/h) para a duração total da precipitação.

PRECIPITAÇÃO ÚTIL

A precipitação útil, é calculada por

$$P_u = \frac{(P - I_a)^2}{P + 4I_a} \text{ para } P > I_a$$

A 5

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

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 estabelecida pela expressão **A 5** 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.

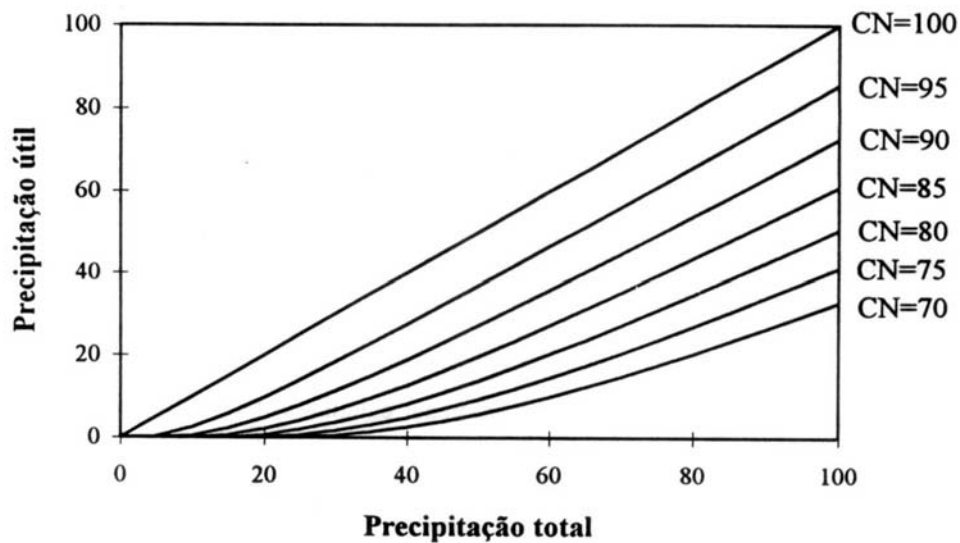


Figura A 2 – Relação entre a precipitação útil e a precipitação total, segundo o método do SCS (SCS, 1972).

CAUDAL DE PONTA

O caudal escoado na secção de terminal da bacia é igual à intensidade da precipitação útil, podendo ser calculado pela expressão (SCS, 1972)

$$Q_p = 0,277 \frac{KAP_u}{t_p} \quad \text{A 6}$$

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. Considera-se, habitualmente, um valor de 0,75.

DURAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO ÚTIL

CORREIA (1984) considera que se uma bacia for submetida a uma precipitação de intensidade constante uniformemente distribuída sobre toda ela, é atingida uma situação de equilíbrio quando a duração da precipitação útil iguala o tempo de concentração, ou seja

$$t = t_c + t_o \quad \text{A 7}$$

sendo:

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

Nestas condições, para calcular t_o é necessário recorrer ao seguinte procedimento iterativo:

- a) arbitrar t_o ;
- b) calcular $t = t_o + t_c$;
- c) calcular a intensidade de precipitação, i , correspondente a uma duração de chuvada, t , recorrendo à curva IDF referida na alínea 2.3;
- d) calcular as perdas iniciais, I_a , pela expressão A 4;
- e) estimar $t_o = I_a/i$;
- f) comparar o valor de t_o obtido com o arbitrado;
- g) repetir o procedimento até que a diferença entre os valores arbitrado e obtido para t_o seja desprezável.

Para utilização da expressão A 6, considera-se, neste caso, $t = t_p$.

LENCASTRE e FRANCO (1984) 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

$$t \geq t_c + t_o \quad \text{A 8}$$

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 6, é calculado de acordo com a expressão seguinte

$$t_p = \frac{1}{2} t_r + 0,6 t_c \quad \text{A 9}$$

sendo

$$t_r = t - \frac{I_a}{P(t)/t} \quad \text{A 10}$$

sendo:

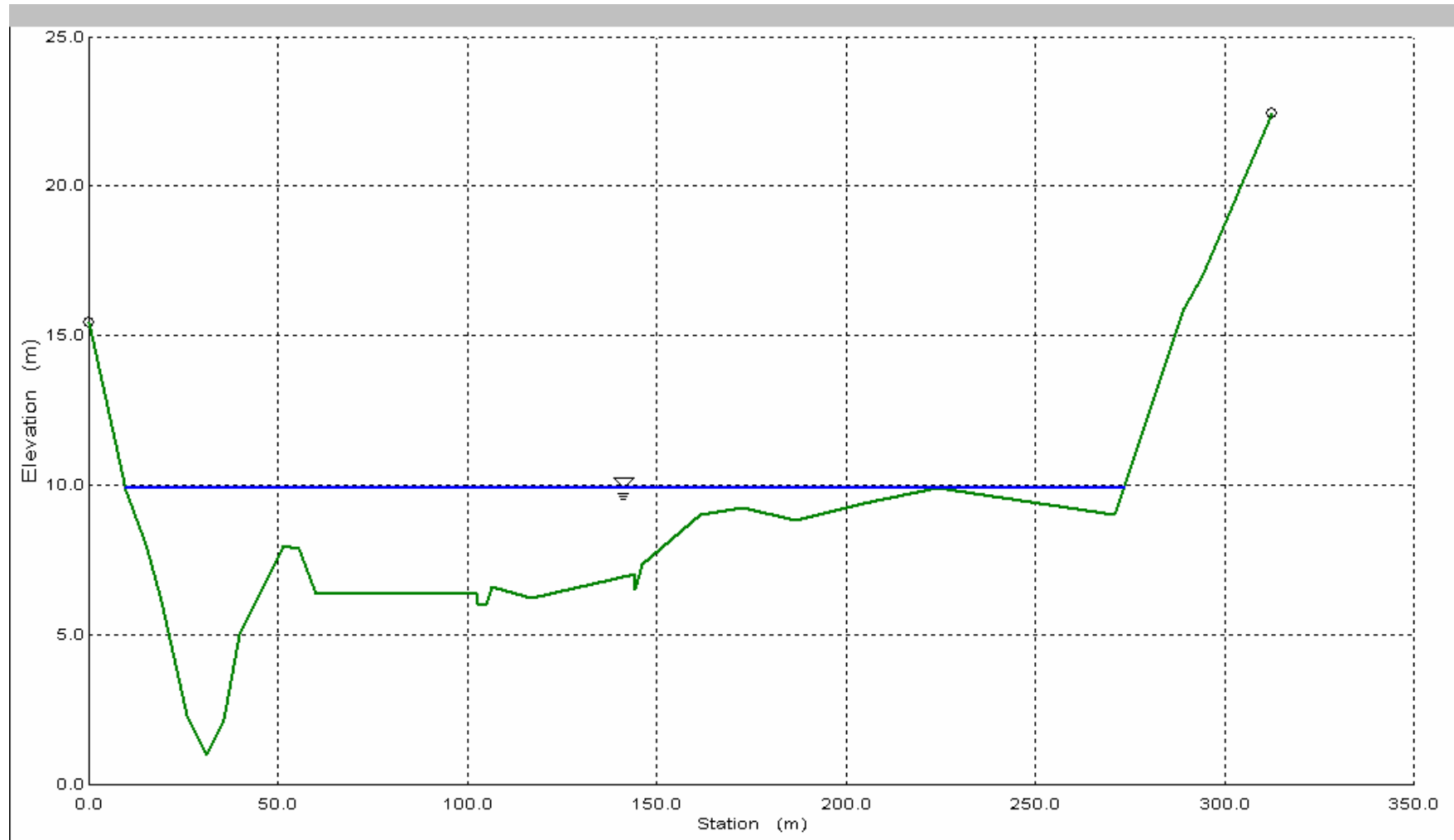
t_r – duração da chuvada útil (h);

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

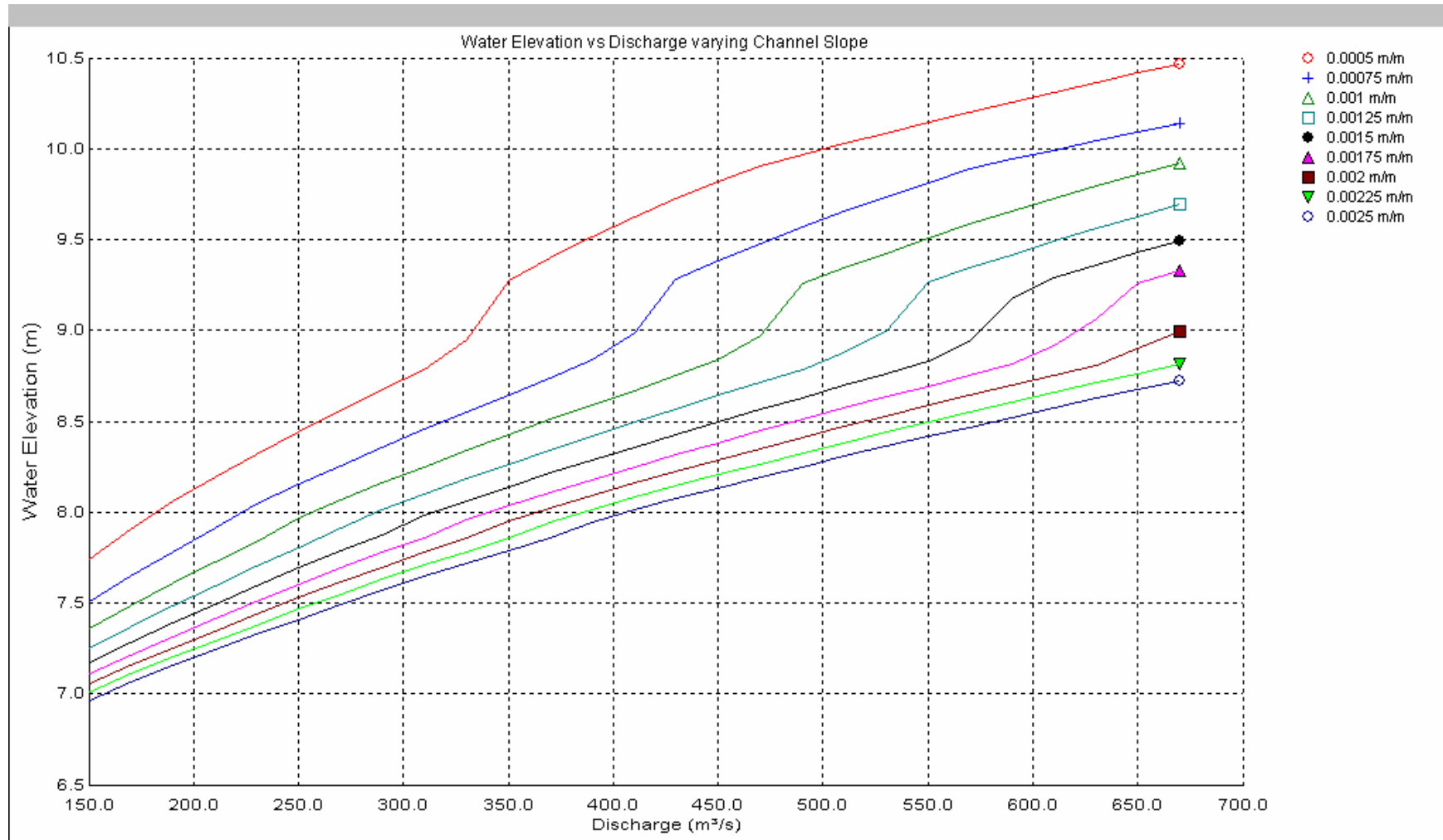
Dado que a relação entre P_u e P , de acordo com a **Figura A 2**, não é linear (excepto para $CN = 100$) o processo de cálculo do valor de t que maximiza o caudal de ponta, para dada frequência estatística, terá de ser feito por tentativas para valores de $t_r \geq t_c$ na expressão **A 10**, e resolvendo o sistema de equações constituído pelas expressões **A 5**, **A 6**, **A 9** e usando as curvas IDF adequadas.

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

**ANEXO 4 – SAÍDAS DO PROGRAMA UTILIZADO
PARA CÁLCULO DAS CURVAS DE VAZÃO**



Secção transversal do leito do rio Coura. Nível de cheia para o caudal associado a T=1000 anos



Curva de vazão. Análise de sensibilidade do declive médio do terreno